

EXTERNE VORSPANNUNG

**Theoretische und experimentelle Untersuchung
von Feldumlenkstellen (Feldlisenen)
bei externer Vorspannung in Hohlkastenbrücken**

Theoretical and Experimental Analysis of
Field Tendons Deviators
with external Prestressing in Box Girder Bridges

Von der Fakultät Bauingenieurwesen
der Technischen Universität Dresden zur Erlangung
zur Erlangung des akademischen Grades eines
Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.) genehmigte

Dissertation

vorgelegt von

Erich Karl Borer
geboren am 12. Oktober 1950
von Basel und Büsserach SO
Schweiz

Hauptgutachter: Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach TU Dresden
Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Eugen Brühwiler ETH/ Lausanne
Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Konrad Zilch TU München

Tag der Verteidigung: 27. November 2009

Vorwort

Die Motivation zu dieser Promotionsarbeit (liegt namentlich) in der nicht immer befriedigenden Erfahrung mit dem Korrosionsschutz der Vorspannkabel sowie der Hüllrohre konventionell vorgespannter Hohlkastenbrücken. Es ist in meiner Praxis oft vorgekommen, dass bei Vorspannung mit Verbund, die Hüllrohre, auch mit Stützkern, während dem Betonieren durch die Vibratoren beschädigt und mit Zementmilch aufgefüllt wurden. Dies führte in der Regel zu umfangreichen, sehr kostenintensiven Sanierungsarbeiten, die oft auch auf den Bauzeitplan negative Auswirkungen hatten. Die vertieften Bauwerksprüfungen von Brückenüberbauten sowie die daraus notwendig gewordenen Brückensanierungen, haben in verschiedenen Ländern, namentlich in den USA, Frankreich und Deutschland, in geringerem Ansatz auch in der Schweiz, dazu geführt, auf die von F. Dischinger im Jahre 1934 patentierte externe Vorspannung zurück zu kommen. Seit 1985 befassten sich Professoren Eibl, Zilch, König, Voss, Curbach, Ivanyi, Hegger, Marti et. al., intensiv mit der Anwendung der externen Vorspannung bei Hohlkastenbrücken. Die externe Vorspannung wurde in Deutschland ab 1987 bei der Berbketal-Brücke sowie 1988 bei der Wintropetal-Brücke wieder angewandt. Fast gleichzeitig wurde in der Schweiz die erste extern vorgespannte Brücke bei Preonzo-Claro im Tessin erstellt. Ich verfolgte und besuchte die Baustelle während der Ausführung mehrmals. In meiner beruflichen Laufbahn als Projektingenieur hatte ich die Gelegenheit, selbst einige extern vorgespannte bzw. verbundlos-vorgespannte Brückentragwerke zu projektieren. Ich durfte erkennen, dass die externe Vorspannung eine statisch effiziente und durchaus ökonomische Massnahme bei Brückenneubauten, wie auch bei Brückenverstärkungen darstellt.

Im Vordergrund soll in dieser Arbeit dem allgemeinen Verständnis der Wirkungsweise der externen Vorspannung Raum geboten werden. Einer gründlicheren Betrachtung sollen die Feldumlenkstellen (Feldlisenen) unterzogen werden. Von vorrangigem Interesse ist hier, die Gebrauchstauglichkeit unter bestimmten Bedingungen dieser Feldlisenen aufzuzeigen und nachzuweisen.

Die Wurzeln dieser Arbeit gehen zurück auf den Workshop „Externe und Verbundlose Vorspannung Segmentbrücken“ vom 5. - 7. Oktober 1998 an der Technischen Universität in Karlsruhe. Bei diesem Anlass hatte ich die Gelegenheit, Herrn Professor Curbach zu treffen und mit ihm die Möglichkeit einer Arbeit zum Thema der externen Vorspannung zu erörtern.

Mein herzlichster Dank gilt Herrn Professor Curbach, der mir die Durchführung dieser Arbeit ermöglichte und mir in all den Jahren immer wieder hilfreich mit seiner fachlichen Unterstützung zur Seite stand. Den Herren Professoren Brühwiler ETH/L, Zilch TU München danke ich für die Übernahme des Korreferats. Mein herzlicher Dank richtet sich auch an meine Familie, an Heidi, die mir mit ihren Tipps und ihrem Korrekturlesen ein unentbehrlicher Beistand war, sowie meinen Kindern Noemi, David und Christian, die mir den Freiraum gaben, mich mit dieser nebenberuflichen Arbeit befassen zu können.

Basel, im Frühling 2008

Erich Borer

Donatoren die diese Arbeit ermöglichten:

Element AG, Veltheim

AVT AG, Tafers

Cervenka-Consulting, Prag

Reto Coray Unternehmer Locarno TI

Eberhard Bau AG, Kloten

Ernst Basler + Partner AG, Zollikon –Zürich

EMPA Dübendorf ZH

Ero-Frickart AG, Olten

Kurzfassung

Mit der vorliegenden Arbeit soll ein Beitrag geleistet werden, die lokalen Tragmechanismen eines Brückenhohlkastens im Bereich der Feldumlenkstellen (Feldlisenen) zu untersuchen und zu optimieren.

Beim Entwurf einer Brücke gewinnt die Frage der Dauerhaftigkeit u.a. in Deutschland und der Schweiz eine immer zentralere und grössere Bedeutung. Dadurch können die laufenden Kosten reduziert werden, während ausserhalb dieser beiden Länder im Allgemeinen mehr Gewicht auf die rationelle Fertigung und die Kostenersparnis in der Bauphase gelegt werden. Die Dauerhaftigkeit von extern vorgespannten Brücken mit ihren relativ geringen Wartungs- und Unterhalts- bzw. Instandstellungskosten sind das Hauptargument für diese Bauweise.

Bei Vorspannung ohne Verbund sind für externe Spannglieder grössere Verankerungskonstruktionen erforderlich, weil die Spannglieder nicht im Steg selbst, sondern mit einem Mindestabstand zum Steg in Lisenen vorgespannt werden müssen. Über diese Verankerungsstellen werden in Hohlkastenbrücken grosse Kräfte konzentriert in die Stege, Boden- und Fahrbahnplatten eingeleitet.

Im Sinne von Gewichtsreduktion des Brückenbauwerks sollen die Feldlisenen möglichst schlank und Platz sparend ausgeführt werden. Nur durch eine sorgfältige Bemessung und Konstruktion der Verankerungs- und Umlenkstellen kann die Voraussetzung für sichere und dauerhafte Brückenbauwerke gewährleistet werden. Die Bruchsicherheit ist dadurch nicht beeinträchtigt. Von grösstem Interesse ist jedoch die Gebrauchstauglichkeit, das heisst die Rissbreiten mit Rücksicht auf Korrosionsschäden in der Bewehrung.

Bei den ersten in Deutschland extern vorgespannten Brücken schlug Prof. Eibl für den Stahl III vor, die Spannungen von 240 N/mm^2 auf 220 N/mm^2 zu begrenzen. In der Richtlinie für externe Vorspannung von 1998 wurden die Spannungen weiter auf 180 N/mm^2 reduziert.

Um eine unkontrollierte Rissbildung in den hoch bewehrten Verankerungskonstruktionen zu verhindern, sind genaue Kenntnisse der Kraftflüsse und für die Praxis taugliche Bemessungsmodelle notwendig. Die Geometrie und die statische Berechnung der gewählten Umlenkstruktur müssen entsprechend gewichtet werden.

In dieser Arbeit werden an zwei Vergleichsmodellen die lokalen Tragmechanismen einer extern vorgespannten Hohlkastenbrücke im Bereich der Feldumlenkstelle (Feldlisene) untersucht. Mit linear-elastischen und nichtlinearen numerischen Berechnungen wird abgeklärt, ob unter dem Ansatz einer Spannungserhöhung im Bewehrungsstahl auf 285 N/mm^2 , die Gebrauchstauglichkeit noch gewährleistet werden kann. Den Berechnungen wird eine Kraffteinleitung von $2 \times 3 \text{ MN}$ mit Umlenkkräften von $4 \times 0,64 \text{ MN}$ zu Grunde gelegt. Die Berechnungen zeigen, dass das Ziel, mit einer Bewehrung von $A_s = 3,35 \% \text{ m}^2/\text{m}$ unter Gebrauchslasten keine Rissbreiten über $0,2 \text{ mm}$ auftreten, erreicht werden kann. Die Berechnungen werden zudem an einem Brückenmodell im Massstab 1:1 in einem Belastungsversuch an der Empa in Dübendorf auf ihre Aussagekraft und Richtigkeit überprüft und bestätigt.

Theoretical and Experimental Analysis of Field Tendons Deviators with external Prestressing in Box Girder Bridges

Summary

This present work which is aimed at contributing to local carrying mechanisms of a bridging box girder in the field of belt reversals, should be investigated and optimized.

In designing a bridge the main concern is that of durability; especially in Germany and Switzerland, this is invariably acquiring a more central meaning. In this way recurring expenses can be reduced, whilst beyond these two countries in general more weight is laid on the rational manufacture and cost saving in the construction phases. The durability of externally pre-stressed bridges with their relatively low maintenance and service as well as repair costs are the main arguments for this method of construction.

Larger anchorage construction is necessary for pre-tensioning external tensions. This is because the tensions are themselves not placed on the ligament itself, but must be pre-stressed in pilaster strips with a minimum distance. Over these anchorage locations immense energy is concentrated in the large box girder bridges, and thus induced in the ligament, ground and track supporting layers.

As far as weight reduction of the bridging structure is concerned, the field pilaster strips should be designed as thin as possible and also be able to save space. Only through careful measuring and construction of the anchor and turning points can the requirements for safe and lasting bridge construction works be guaranteed. The bridge safety is thus not affected. However, the greatest interest is that of user-friendliness, i.e. the width of the fissure with consideration of corrosion damages in the armouring.

At the first external pre-stressed bridge in Germany, Prof. Eibl suggested that for the steel III, stressing of 240/Nmm² should be limited to 220 N/mm². In the guideline for external pre-stressing of 1998, the tensions were further reduced to 180 N/mm².

In order to prevent an uncontrolled crack formation in the highly armoured anchorage construction, concrete knowledge of the distribution of forces for the applicable measurement models is necessary. The geometry and the statistical calculation of the selected defect construction must be weighed accordingly.

In this project two comparative models were inspected, which tested the local load mechanism of an external pre-stressed box girder bridge in the field redirecting area. With linear elasticity and numerical calculations it is possible to clarify if the serviceability can be allowed under the accretion of a stress increase in the armouring steel to 285 N/mm². The calculations are based on a load transmission of 2 x 3 MN with a deviation force of 4 x 0,64 MN. The calculations will have a force transmission of 2 x 3 MN with turning forces of 4 x 0.64 MN forming the basis. The calculations portray that the goal to avoid any fissures over 0,2 mm can be achieved, with an armoring of $A_s = 3,35 \text{ \% m}^2/\text{m}$ under the service load. Additionally, the calculations will be assessed of their validity and accuracy on a scale of 1:1 in a loading test at the EMPA (the Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research) in Dübendorf and be therefore confirmed.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Vorbemerkungen	1
1.2	Einführung	1
1.3	Problemstellung	2
1.4	Zielsetzung	4
1.5	Vorgehen	5
2	Bruchmechanik von Beton	7
2.1.	Einleitung	7
2.1.1	Beton	7
2.2	Bruchmechanik	8
2.2.1	Linear-elastische Bruchmechanik	11
2.2.2	Nichtlineare Bruchmechanik	13
2.2.2.1	Die Bruchprozesszone	15
2.2.2.2	Bruchprozesszonen-Modelle	16
2.2.2.3	Das fiktive Rissmodell	16
2.2.2.4	Das Rissbandmodell nach Bazant	18
2.2.2.5	Das Massstabsgesetz nach Bazant	19
2.3	Bruchmechanische Eigenschaften des Betons	20
2.3.1	Bruchverhalten von Beton	20
2.3.2	Bruchvorgang	20
2.3.3	Bruchenergie	20
2.4	Verbund zwischen Beton und Stahl	23
3	Externe Vorspannung	26
3.1	Definition von Vorspannung	26
3.2	Grundsätzliche Überlegungen zur externen Vorspannung	28
3.3	Probleme bei Vorspannung ohne Verbund	29
3.4	Statische Probleme	30
3.5	Konstruktive Probleme	31
3.6	Krafteinleitung an Umlenkkonstruktionen	32
3.7	Zulassungen	32
3.8	Bauweisen	33
3.9	Bauverfahren	34
3.10	Anwendung der externen Vorspannung bei der Bauwerkserhaltung und bei nachträglichen Verstärkungsmassnahmen	34
3.10.1	Bemessung der externen Verstärkungsvorspannung	36
3.11	Vermeidung von Fehlern bei der Ausführung von interner und externer Vorspannung	37
3.12	Beispiel eines Vorspannschadens an der Brücke Rütihard (CH), bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund	38
3.12.1	Statik Hauptträger	38
3.12.2	Anmerkung zum Vorspannschaden	40
3.13	Typen von Verankerungskonstruktionen	41
3.14	Ingenieurmodelle in der Praxis	42
3.14.1	Eckkonsolen	42
3.14.2	Querträger, Querrahmen, Stegscheiben	47
3.14.3	Bewertung der Ingenieurmodelle	47

4	Finite-Elemente-Methode	48
4.1	Nichtlinearität	48
4.1.1	Ablauf der FEM-Analyse	50
4.2	Stoffgesetze für Beton	50
4.3	Nichtlineare Finite-Elemente-Analyse von Stahlbeton im ebenen Spannungszustand	51
4.3.1	Konstitutives Modell für Betonstrukturen	52
4.3.2	Material-Modell Stahlbetonanalyse (SBETA–ATENA)	52
4.3.2.1	Spannung vor dem Reissen	55
4.3.2.2	Spannung nach dem Reissen	55
4.3.2.3	Druckfestigkeit vor der Spannungsspitze	58
4.3.2.4	Druckfestigkeit nach dem Erreichen der Spannungsspitze	59
4.3.2.5	Fiktives ebenes Druckflächen-Modell	59
4.3.2.6	Druck-Dehnungs-Entfestigungsgesetz basierend auf Dehnung	61
4.3.2.7	Bruchprozess, Rissbreiten	61
4.3.2.8	Zweiachsiges Spannungs-Versagens-Kriterium für Beton (nach Kupfer, 1969)	62
4.3.2.9	Zug-Versagen	63
4.4	Berechnungsmodell ATENA	65
4.5	Terminologie und Definition:	65
4.6	Festigkeitskriterium	68
4.7	Verfestigung und Entfestigung	71
4.8	Plastische Dehnungen, nicht assoziiertes Fliessgesetz	71
4.9	Zug-Bruchmodell nach Rankine, Bruchenergie	73
4.10	Integriertes Materialmodell der Plastizität und Bruchmechanik (Fracture-plastic Model)	74
4.11	Dreiaxiale Druckfestigkeit - Umschlingungseffekt	75
4.11.1	Modellierung der Bewehrung	77
4.11.2	Bewehrungsmodelle	77
4.11.2.1	Diskrete Modellierung	77
4.11.2.2	Verbundmodellierung	78
4.11.2.3	Verschmierte Bewehrung	79
5	FEM-Berechnungen mit räumlichen Stabwerkmodellen	81
5.1	Allgemeines	81
5.1.1	Berechnung räumlicher Strukturen	81
5.1.2	Software und Rechenmodell	81
5.2	Untersuchte Varianten	82
5.2.1	Systemtyp 1: Umlenkonstruktion ohne Aussteifung	82
5.2.2	Systemtyp 2: Umlenkonstruktion mit mittlerer Aussteifung	83
5.2.3	Systemtyp 3: Umlenkonstruktion mit optimierter Aussteifung	83
5.2.4	Systemtyp 4: Verankerungskonstruktion mit zwei Querscheiben (Modell Curbach I)	84
5.3	Ergebnisse der FE-Berechnung	85
5.3.1	Systemtyp 1: Umlenkonstruktion ohne Aussteifung	85
5.3.2	Systemtyp 2: Umlenkonstruktion mit mittlerer Aussteifung	86
5.3.3	Systemtyp 3: Umlenkonstruktion mit optimierter Aussteifung	86
5.3.4	Systemtyp 4: Verankerungskonstruktion mit zwei Querscheiben (Modell Curbach)	87
5.4	Bemessungsmodell für Umlenkonstruktionen	87

5.4.1	Rechenmodelle	87
5.4.2	Ingenieurmodelle	89
5.4.2.1	Bemessung einer Umlenkkonstruktion bei einer dreifeldrigen Flussbrücke	94
5.4.3	Regelungen, Normen und Empfehlungen zur Bemessung von Umlenk- und Verankerungsstellen	95
5.4.3.1	Sicherheitsbeiwerte	95
5.4.3.2	Rissbreitenbeschränkung	95
6	Vergleichsmodell I und Vergleichsmodell II Feldlisenen (Curbach)	96
6.1	Krafteinleitung in Feldlisenen	96
6.2	Zwei Scheiben-Vergleichsmodell I (Curbach)	99
6.2.1	Finite-Element-Modell	99
6.2.2	Material-Kennwerte und Eigenschaften.	105
6.2.2.1	Formänderungen von Beton	105
6.2.3	Bewehrungsoptimierung	107
6.2.4	Zwischenfolgerung zur Berechnung Vergleichsmodell Curbach I	114
6.2.5	Detaillierte Bewehrung	115
6.2.6	Bewehrungsmodell	116
6.3	Resultate aus den Berechnungsläufen A-d4 und A-e4	117
6.3.1	Diskussion zu den Berechnungen am Vergleichsmodell Curbach I	122
6.4	Vergleichsmodell Curbach II	125
6.4.1	Einleitung	125
6.4.2	Finite-Element-Modell	126
6.4.2	Bewehrungsoptimierung.	132
6.4.4	Diskussion zum Vergleichsmodell Curbach II	141
6.4.5	Vergleich zwischen den Modellen Curbach I und II	142
7	Experimentelle Untersuchungen	143
7.1	Forschungsbeiträge	143
7.1.1	Versuche TU Leipzig von König und Jungwirth [46]	143
7.1.2	Versuche TU Karlsruhe von Eibl, Kreuser [30]	145
7.1.3	Versuche von Wollmann, Kreger, Roberts-Wollmann, Breen [77]	147
7.1.4	Versuche von Beaupre, Powell, Breen und Kreger [3]	148
7.2	Belastungsversuch an der Empa	150
7.2.1	Zweck des Versuchs am Feldlisenen Modell I	150
7.2.1.1	Prüfkörper	153
7.2.1.2	Versuchsaufbau	153
7.2.1.3	Prüfmittel	156
7.2.2	Durchführung	157
7.2.2.1	Rissmessung	159
7.2.2.2	Rissbild-Abspannen der Feldlinse, Probelastung	159
7.2.2.3	Rissbild-Belastungsstufen	163
7.2.2.4	Laststufe 1	164
7.2.2.5	Laststufe 2	165
7.2.2.6	Laststufe 3	167
7.2.2.7	Laststufe 4	170
7.2.2.8	Laststufe 5	173
7.2.2.9	Laststufe 6	177
7.2.2.10	Laststufe 7	179

7.2.3	Interpretation der Versuchsergebnisse	182
8.	Folgerungen und Ausblick	183
	Hinweise	185
	Literatur	187
	Personalien	193
	Anhang Detailbewehrung Vergleichsmodell I	194
	Anhang Systemskizze	212
	Anhang Bewehrungsplan Modell I	213
	Anhang Bewehrungsliste Versuchsmodell I	214
	Anhang FE Beanspruchung Abspannbock	215
	Anhang Entwurfsskizzen Modell I und Modell II 1999	216
	Anhang Berechnungen Empa-Versuch Abspannsystem	217
	Anhang Pläne Abspannsystem	236

1 Einleitung

1.1 Vorbemerkungen

Mein Vater war Unternehmer. An Sonntagen zeigte er uns Kindern seine Baustellen. So kam es, dass ich mich schon im Vorschulalter ausserordentlich dafür interessierte, wie man Brücken eigentlich baut. Es ist heute noch so, dass man eine Brücke nur unter der Voraussetzung vernünftig projektieren kann, wenn man eine Vorstellung davon hat, wie man die Brücke bauen kann.

Brücken stehen in der Regel nie für sich alleine da, sie sind in ein Umfeld eingebettet. Die Landschaft, Umgebung, Kultur, Gewässer, Geologie und Topologie spielen eine wichtige Rolle für das Konzept des Brückentragwerks.

Leider wird unseren Brücken oft wenig kulturelle Bedeutung beigemessen. Dies obwohl Brücken doch eine ungeheure Symbolkraft haben.

Heute ist es so, dass Brücken in den meisten Fällen nach rein funktionalen und wirtschaftlichen Eignungskriterien entworfen werden müssen. Die normierten, technischen Entwurfsziele wie Tragsicherheit, Gebrauchs- und Dauerhaftigkeit müssen selbstverständlich immer und kompromisslos erfüllt werden. Dabei sollte aber nicht nur die Wirtschaftlichkeit berücksichtigt werden. Im Sinne subjektiver, nicht normierbarer Entwurfsziele, sollten die Wirtschaftlichkeit und die Ästhetik sorgfältig gegeneinander abgewogen werden.

Ideal wären Lösungen bei denen Wirtschaftlichkeit und Ästhetik nebeneinander ein Maximum aufweisen könnten. Es ist und bleibt die Aufgabe des Brückeningenieurs, mit seinen Entwürfen so nahe wie möglich an Ideallösungen heranzukommen.

1.2 Einführung

Es ist im Brückenbau aus wirtschaftlicher Sicht notwendig, Bauverfahren und Baumethoden anzuwenden, bei denen der Inventar- und Lohnaufwand auf einem Minimum gehalten werden kann. Durch gezielte Forschung und den daraus resultierenden Ergebnissen und Erfahrungen hat der Baustoffverbrauch heute fast einen minimalen Wert erreicht. Trotzdem ist es notwendig, auch den Baustoffverbrauch, dort wo noch möglich, bis an die Grenzen zu optimieren. Eine Kostenoptimierung kann demzufolge praktisch nur noch über den Faktor Lohnkosten erzielt werden. Im Grossbrückenbau werden deutlich rationellere Bauvorgänge und leichte Brückenüberbauten angestrebt.

Das bedeutet, dass die eigentliche Herstellung des Brückenbauwerks rationalisiert werden muss. Es muss die zweckmässigste Baumethode und das zweckmässigste Bauverfahren ermittelt und bestimmt werden.

Durch die Rationalisierung lohnintensiver Positionen können die Ausführungskosten massgeblich gesenkt werden. Es ist somit schon beim Entwurf grundsätzlich darauf zu achten, eine zweckmässige und ausgewogene Konstruktion zu finden, welche

den technischen und wirtschaftlichen Anforderungen gerecht wird und gleichzeitig das best geeignete Bauverfahren zulässt. Das gewählte Bauverfahren beeinflusst von Anfang an die Konstruktion.

Die Bauverfahren Freivorbau, Taktschieben und Segmentbauweise sind gute Beispiele für arbeitssparende Bauverfahren. Bei allen diesen Verfahren werden die Arbeitsabläufe durch Repetition effizient gehalten. Durch den Wiederholungseffekt werden Bauzeiten wesentlich verkürzt sowie die Qualität der Bauwerke gesteigert. Leichtere Brückenüberbauten erlauben die Rüstungskosten zu reduzieren und führen mitunter auch beachtliche Einsparungen bei den Gründungen der Widerlager und Brückenpfeilern herbei.

Reduktionen des Überbaugewichtes werden erreicht, indem man die Abmessungen der Querschnittsteile auf das statisch erforderliche Minimum beschränkt. Durch den Einsatz von hochfesten Materialien können die Reduktionsmassnahmen noch zusätzlich optimiert werden.

Bei Spannbeton Kastenträgern sind die Dimensionen der Stegscheiben durch den Platzbedarf der internen Spannglieder sowie durch die Mindestabmessungen, die für einen einwandfreien Betoniervorgang notwendig sind, vorgegeben. Wird eine Reduktion der Stegabmessungen auf das statisch erforderliche Minimum angestrebt, ist dies nur mit extern geführten Spanngliedern möglich.

Durch die umfangreichen Erfahrungen bei der Sanierung von vorgespannten Brücken aus der Anfangszeit des vorgespannten Betons, wurde besonders in Deutschland und in den USA der Ruf nach besser kontrollierbaren Brückenkonstruktionen laut.

1.3 Problemstellung

Für den Bauherrn (Baulastträger), welcher nach Gesetz für die Verkehrssicherheit seiner Brücken während ihrer gesamten Nutzungsdauer verantwortlich ist, stellt sich das Problem, dass er den ordnungsgemässen Zustand, der für das Tragverhalten so wichtigen Spannglieder kaum hinreichend und wenn, dann nur mit sehr hohem Kostenaufwand überprüfen kann.

Um dieser Problematik Abhilfe zu schaffen wendete man sich der Möglichkeit zur Verwendung von externen Spanngliedern zu.

Bei der externen Vorspannung (Prof. Eibl [30]) liegen sehr komplexe Spannungszustände vor. Dies zeigen sowohl die elastisch gerechneten, wie auch die nicht linear gerechneten Spannungen und Verformungen auf.

Die Druckbeanspruchung in der Feldmitte stellt grundsätzlich kein Problem dar, weil die grösste Druckbeanspruchung im Bereiche des Ankerkopfes auftritt und in der Regel bereits in den Zulassungsversuchen für die Spannglieder geprüft wird.

Die Druckbeanspruchungen im Bruchzustand sind hier auch nicht von vorrangigem Interesse. Wenn ein sinnvolles Fachwerksystem, welches das Gleichgewicht sichert,

der Bewehrung zugrunde gelegt wird und der entsprechende Raum für die Druckausbreitung zur Verfügung steht, ist die Bruchsisicherheit nach einem Theorem der Plastizität, das man vereinfacht wie folgt formulieren kann: Jeder beliebige Gleichgewichtszustand ist ein sicherer und auch gewährleistet, solange hinreichend Duktilität zur Verfügung steht.

Von grösstem Interesse ist aber die Gebrauchstauglichkeit, bzw. die Gebrauchsisicherheit, das heisst die Rissbreiten mit Rücksicht auf Korrosionsschäden in der Bewehrung.

Bei den ersten in Deutschland extern vorgespannten Brücken hat Prof. Eibl damals für den Stahl III vorgeschlagen, die Spannungen von 240 N/mm^2 auf 220 N/mm^2 zu begrenzen.

In der Richtlinie für externe Vorspannung von 1998 [9] wurden die Spannungen weiter auf 180 N/mm^2 reduziert.

Die Erfahrung aus der Praxis hat gezeigt, dass diese niedrigen zulässigen Spannungen für den Gebrauchszustand zu sehr grossen, nicht wünschenswerten Bewehrungskonzentrationen führen.

Es werden dadurch bis zu 20% der gesamten Betonbewehrung der Brückenüberbauten für die Bewehrung der Verankerungselemente benötigt.

Es ist daher sinnvoll zu prüfen, ob eine Spannungsreduktion wirklich möglich ist.

Da die Bruchsisicherheit davon nicht beeinträchtigt wird, ist durch Grossversuche im Wesentlichen zu prüfen, ob mit einer Spannungserhöhung im Bewehrungsstahl auf 285 N/mm^2 , die Gebrauchstauglichkeit noch gewährleistet werden kann.

Im Gebrauchszustand interessieren vorrangig die Rissbreiten. Diese werden von den Parametern Stabdurchmesser, Betondeckung, Verbundspannung etc. bestimmt. Es muss abgeklärt werden, welchen Einfluss dabei die Betonüberdeckung, der Stabdurchmesser, die Stahlrippung und die Verbundspannung auf die Rissbreiten haben. Fragen, die zurzeit noch nicht befriedigend beantwortet werden können.

Bei den Umlenkstellen ist nicht nur das Tragverhalten sondern auch die geometrische Definition der Umlenkung von grosser Bedeutung [64].

Bei einer Verkleinerung des Massstabs ist eine Reduktion in Anlehnung an die Ähnlichkeitsmechanik kaum mehr möglich. Um einen realen Bezug zu haben, wird für den EMPA Belastungsversuch ein Modell 1:1 entsprechend einem „halben Brückenhohlkasten-Querschnitt“ eingesetzt.

1.4 Zielsetzung

Das Ziel der vorliegenden Arbeit ist, die lokalen Tragmechanismen eines Brückenhohlkastens im Bereich Feldumlenkstellen zu untersuchen und zu optimieren.

Die externe Vorspannung erfordert entsprechende Umlenkstellen, so genannte Feldlisenen.

Im Sinne von Gewichtsreduktion sollen diese Feldlisenen möglichst schlank und Platz sparend ausgeführt werden.

Nur durch eine sorgfältige Bemessung und Konstruktion der Verankerungs- und Umlenkstellen kann die Voraussetzung für sichere und dauerhafte Brückenbauwerke mit externer Vorspannung geschaffen werden.

Für die Bemessung der Feldlisenen liegen bis heute relativ wenige wissenschaftliche Erkenntnisse vor.

Die Tragwirkung eines Hohlkastens, insbesondere der Kraftfluss in Querrichtung sowie lokale Lastpfade innerhalb des Betons können mit ebenen Stabtragwerkmodellen nur unzureichend nachvollzogen werden. Durch seinen räumlichen Aufbau ist die oft angewandte Zerlegung des Tragwerkes in Längs -und Querrichtung für lokale Beanspruchungen nicht sinnvoll. Die Untersuchung [45] der Tragmechanismen räumlicher Strukturen unter lokalen Beanspruchungen bietet sich die nicht lineare Finite-Elemente-Methode an.

Für die Entwicklung von Bemessungsmodellen auf der Basis von Stabwerkmodellen [70] genügt an sich eine linear-elastische FE-Betrachtung. Die nichtlinearen Berechnungen sind aber notwendig [64], um die Beanspruchung der Bewehrung mit den Ergebnissen der Versuche zu vergleichen, weil sich aus den linearen FE-Berechnungen keine Betonstahlspannungen ableiten lassen. Bei den nichtlinearen Berechnungen werden die Betonstahlbewehrungen in Form verschmierter Bewehrung, wie auch in Form diskreter Stabzüge, abgebildet.

In dieser Arbeit werden an Vergleichsmodellen die lokalen Tragmechanismen einer extern vorgespannten Hohlkastenbrücke im Bereich der Feldumlenkstelle (Feldlisenen) untersucht. Den Berechnungen wird eine Kraftereinleitung von 2×3 MN mit Umlenkkräften von $4 \times 0,64$ MN zu Grunde gelegt. Die Berechnungen sollen aufzeigen, ob das Ziel, mit einer Bewehrung $A_S = 3,35 \text{ \% m}^2/\text{m}^1$, unter Gebrauchslasten keine Risse grösser als 0,2 mm auftreten, erreicht werden kann. Die Berechnungen werden zudem an einem Brückenmodell im Massstab 1:1 in einem Belastungsversuch an der Empa in Dübendorf auf ihre Aussagekraft und Richtigkeit überprüft und bestätigt.

Mittels linear-elastischen, als auch mit nichtlinearen dreidimensionalen SBETA - ATENA FE-Berechnungen [12], soll der Kraftfluss innerhalb des Hohlkastens im Bereich der Kraftereinleitung in die Feldlisenen ermittelt und bemessen werden.

In dieser Arbeit wird auch ein Spezialfall aus der Praxis (Vorspann-Schaden im Bauzustand) angesprochen. Ebenfalls soll dem Thema „nachträgliche Brückenverstärkungen“ an Objekten welche zum Beispiel durch E-Modul Verlust an ihrer

ursprünglichen Vorspannkraft verloren haben, Raum gegeben werden.

Grundsätzlich soll bei all diesen Themenkreisen auch die Anwendungsfreundlichkeit sowie die Wirtschaftlichkeit betrachtet werden. Das Ergebnis der Untersuchung soll aufzeigen, ob mit der Anwendung von externer verbundloser Vorspannung im Brückenbau, statische oder wirtschaftliche Nachteile verbunden sind.

1.5 Vorgehen

Mit dem Beginn dieser Arbeit galt es, für die Berechnung der Krafterleitung die geeignetsten FE-Programme auszuwählen. Die ersten Berechnungen wurden mit dem Programm „Nastran“ durchgeführt. In einer zweiten Phase modellierten wir mit einem Programm der RIB mit Faltwerkscheiben. Beide Programme erwiesen sich für die Berechnung von Krafterleitungen in Feldlisenen als tauglich.

Der Verfasser dieser Arbeit tendierte aber schon bald dazu, die Krafterleitung mit einer nichtlinearen numerischen Strukturanalyse mit dem Programm ATENA zu berechnen.

In diesem Programm werden isoparametrische Finite Volumen Elemente mit quadratischem Ansatz angewendet. Die Bewehrungsstäbe werden als Stabelemente ohne Biegesteifigkeit modelliert und durch ein Verbundgesetz mit dem umgebenden Beton verbunden. Alternativ wird die Bewehrung verschmiert mit einer Bewehrungszahl in verschiedenen Richtungen definiert. Die angewendeten nichtlinearen Materialmodelle basieren auf der orthotropischen Schadentheorie und der betonspezifischen Plastizitätstheorie. Für Beton unter Zug wird die nichtlineare Bruchmechanik angewendet. Im bruchenergetischen Ablauf werden die Risse als verschmierte Schädigungen (Dehnungen), welche mit dem Rissbandmodell kombiniert werden, modelliert. Das Bruchverhalten im Druckbereich wird mit der Plastizitätstheorie nach Menetrey – Willam mit einer nicht assoziierten Fließbedingung und einer Entfestigung beschrieben.

Die nichtlineare Analyse des Strukturverhaltens unter Belastung wird stufenweise in Lastschritten durchgeführt. In jedem Lastschritt wird das Gleichgewicht iterativ gesucht und mit einem energetischen Kriterium auf die vorgegebene Toleranz kontrolliert.

Mit einem Modul für Echtzeitgraphik werden die wichtigsten Ergebnisse der Strukturanalyse schon während den Berechnungen aufgezeigt. Dadurch kann die FE-Berechnung effektiv gesteuert werden und auftretende Probleme können rasch erkannt und beseitigt werden. Das Tragverhalten unter der Höchstlast wird simuliert und die Versagensart vorhergesagt. Die Struktur der Feldlisenen wird bei der Bemessung so gestaltet, dass ein Versagen und dadurch ein Schaden verhindert werden kann. Die Bewehrung und Bewehrungsführung wird optimiert und für jeden Feldlisenen-Teilbereich mit einer Prozentzahl festgelegt. Entsprechend der rechnerischen Vorgabe, sollen die Risse in der Feldlisenen nach dem Aufbringen der Höchstlast (Gebrauchsniveau) von 2×3000 KN, 0.2 mm nicht überschreiten.

Auf Grund der Erkenntnisse aus den nichtlinearen numerischen Berechnungen wird ein Zweiseiben-Feldlisenenbrückenmodell (Curbach) im Massstab 1:1 hergestellt. Das Feldlisenenbrückenmodell mit einem Gesamtgewicht von 18 Tonnen wird ohne Fahrbahnplatte ausgestattet. Das Versuchsmodell wird an der Empa in Dübendorf bei einem Grossbelastungsversuch auf das Gebrauchsverhalten geprüft. Im horizontalen Belastungsversuch werden zwei Vorspannkabel mit je 19 Litzen à 6 Zoll und einer Spannkraft von je 3000 KN eingesetzt. Die Total-Belastung von zusammen 6000 KN wird in 6 Lastschritten von 1000 KN erfolgen. Die durch die Belastung an der Feldlisenen auftretenden Risse sollen, entsprechend den Resultaten aus der nichtlinearen numerischen Strukturanalyse, 0.2 mm nicht überschreiten.

2 Bruchmechanik von Beton

2.1. Einleitung

Eine realistische Vorhersage bzw. Simulation der Rissbildung hat auf die Dauerhaftigkeit und Nutzungsdauer von Stahlbetonstrukturen eine entscheidende Bedeutung. Grundlage für die nichtlinearen bruchmechanischen Konzepte und Modellierungsmethoden bilden die Analysen im Bereich der Rissspitzen. Diese Methoden ermöglichen eine Beurteilung und eine Vorhersage des Risswachstums. Dabei spielen die bruchmechanischen Werkstoffkennwerte eine bedeutsame Rolle. Risse sind lokale Schädigungen in der Betonstruktur. Die für die Tragwerksanalysen angewendeten Materialmodelle basieren auf der orthotropischen Schadenstheorie und der betonspezifischen Plastizitätstheorie. Für Beton im Zug wird die nichtlineare Bruchmechanik verwendet. Im bruchenergetischen Verfahren sind die Risse als verschmierte Schädigung (Dehnungen) modelliert. Das ermöglicht es, die Methoden der Kontinuumsmechanik auch für das geschädigte Material anzuwenden. Für eine objektive Analyse, die vom finite Elementen Netz unabhängig ist, ist die so genannte Rissbandmethode nach Bazant angesetzt. Das Materialgesetz weist eine Entfestigung nach Erreichen der Höchstzugspannung auf. Der abfallende Ast ist mit einer exponentiellen Funktion nach Hordijk beschrieben. Bei der Auswertung der Ergebnisse werden sowohl Rissbilder wie auch einzelne diskrete Risse dargestellt.

2.1.1 Beton

Beton verhält sich sowohl bei Zug- als auch bei Druckbelastung stark nichtlinear. Dies wird zum Beispiel in den Last-Verformungs-Kurven von zug- oder druckbeanspruchten Betonproben sichtbar. Nach einem linearen Anstieg der Last sinkt die Steifigkeit. Bei einem verformungsgesteuerten Versuch können, nach Überschreitung der maximalen Last, noch grosse Verformungen ertragen werden. Auch wenn bei der Berechnung von Beton meistens von einer verschmierten Betrachtung ausgegangen wird, können die Wirkungen der einzelnen Bestandteile des Betons nicht unberücksichtigt bleiben.

Die Versagemechanismen von Beton müssen auf Mikro-, Meso- und Makroebene betrachtet werden. Ausgehend von auf der Mikroebene vorhandenen Mikroporen und Mikrorissen, entstehen unter einer Belastung auf der Mesoebene Risse, die zu einem Versagen auf der Makroebene führen. Die Vorschädigung der Mikroporen führt zu einer Anfälligkeit gegenüber Rissen und zu einer relativ niedrigen Zugfestigkeit des Verbundwerkstoffs.

Wenn der Beton mit grossen dynamischen hydrostatischen Lasten belastet wird, kommt ein weiterer Effekt zum Tragen: Übersteigt die hydrostatische Dehnung einen Grenzwert, werden die Mikroporen zerstört, die Steifigkeit des Betongefüges nimmt ab.

Bei weiter steigender Belastung sind die Poren des Betons zerstört und die Steifigkeit des granular vorliegenden Materials ist wesentlich höher als bei niedrigen Dehnungen. Die Wellenanteile, die aus diesem Bereich resultieren, sind schneller als die übrigen Wellen. Es kommt zu einer Stosswellenfront, der so genannten Stosswelle.

Die Stosswellen bauen sich allerdings rasch wieder ab, da die Zerstörung der Mikroporen sehr viel Energie absorbiert.

Ein weiterer Effekt, der bei der dynamischen Belastung von Beton zu berücksichtigen ist, ist der Dehnrateneffekt. Versuche verschiedener Autoren (z.B. Bischoff et al.) zeigen, dass die Druck und Zugfestigkeit bei steigenden Dehnraten zunimmt. Dies liegt an der Homogenisierung des Verbundwerkstoffes und der Verzögerung des Risswachstums. Da die Dehnraten bei den hier untersuchten Kontaktdetonationen grosse Werte annehmen, sind diese Steigerungen der Festigkeiten zu berücksichtigen.

Um die Nichtlinearitäten von Beton in einem Berechnungsprogramm zu berücksichtigen gibt es verschiedene Ansätze. Mit sehr anwendungsorientierten Finite-Elemente-Programmen wie zum Beispiel ATENA werden zur Berechnung von Beton die aus Versuchen bekannten Spannungs-Dehnungslinien verwendet. Das mehraxiale Verhalten des Werkstoffes wird dabei zumeist vernachlässigt.

Damit das mehraxiale Verhalten von Beton berücksichtigt werden kann, muss die Entstehung der Risse auf den verschiedenen Ebenen modelliert werden.

Die hierfür vorhandenen Ansätze lassen sich grundsätzlich in zwei Methoden aufteilen:

- zum einen können Risse über kontinuumsmechanische Ansätze eingefügt werden.
- zum anderen können die Risse als diskrete Risse in einem Modell verwendet werden.

2.2 Bruchmechanik

Die Zugfestigkeit des Betons wird bei der ingenieurmässigen Modellbildung in der Regel vernachlässigt, die Bemessung erfolgt aufgrund der Zielsetzung, die Betonzugkräfte mit Stahleinlagen zu übernehmen bzw. mit Vorspannkräften zu überdrücken. Mit dieser Annahme lassen sich Stahlbetontragwerke mit hinreichender Genauigkeit entwerfen und bemessen.

Die Frage des Verformungsvermögens von Stahlbetontragelementen kann nur im Zusammenhang mit der Sprödigkeit bzw. den Brucheigenschaften des Betons beantwortet werden. Die Trageigenschaften des Betons, welche auf seiner Zugfestigkeit aufbauen, das Durchstanz- oder Schubvermögen oder der Verbund mit dem Bewehrungsstahl, können nur mit bruchmechanischen Überlegungen erfasst werden.

Auf Grund der Werkstoffinkompatibilitäten von zusammengesetzten Werkstoffen, wie Beton, treten in Betonteilen oftmals Risse auf. Es ist deshalb sehr wichtig die Entstehung und das Verhalten der Risse mit Hilfe der Bruchmechanik zu untersuchen. In der Regel werden Bauteile so ausgelegt, dass sie eine gewisse Abweichung von den gegebenen Gebrauchstauglichkeit Bedingungen ohne ernsthafte Schädigung über-

stehen können. Der Ingenieur muss aber der Möglichkeit einer Schädigung gedanklich vorgreifen. Dabei muss er ein gewisses Versagensrisiko in seine Überlegungen einbeziehen. Man kann davon ausgehen, dass ein Versagen eines Bauteils eintritt, wenn die Spannung an der Stelle der stärksten Beanspruchung den kritischen Wert einer Werkstoffgrösse überschreitet, d.h. ein grosser Teil der Stoffe brechen nach dem Überschreiten eines kritischen Spannungsniveaus.

Als die Bruchmechanik noch nicht weitläufig bekannt war, ging man von materialspezifischen Spannungen als Bruchhypothese aus.

Das spärliche Wissen über die bruchmechanischen Zusammenhänge in der Kombination mit dem zunehmenden Einsatz der Technik anfangs des 19. Jahrhunderts führte zu einigen Unfällen mit Bauwerken, welche auf den Bruch von Konstruktionselementen zurückzuführen waren. Eine Vielzahl dieser Unfälle ereignete sich unter relativ geringer Beanspruchung, plötzlich und ohne ersichtlichen Grund.

Die zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Bauteilen herangezogenen Festigkeitsgrössen (Streckgrenze, Zugfestigkeit, Dauerschwingfestigkeit) sind in bestimmten Fällen nicht unbedingt zur Schadensvorhersage geeignet [8]. Dies trifft insbesondere für zusammengesetzte Werkstoffe mit gefügebedingten Schwachstellen und Vorschädigungen zu.

Daraus müssen folgende bruchmechanische Fragen gestellt werden:

- welche Grösse dürfen die im Bauteil existierenden Mikrorisse zum Zeitpunkt des Nutzungsbegins haben?
- welche Risslänge kann bei der Gebrauchsbeanspruchung max. toleriert werden?
- wie gross ist die Resttragfähigkeit des Bauteils?

Die daraus rechnerisch notwendige Untersuchung von Rissen in Bauteilen verfolgt im Wesentlichen folgende Ziele:

- Überprüfung der statischen Berechnung und Beurteilung der Tragsicherheit
- Definition der Ursachen für die Rissbildung
- Beurteilung der Rissfortpflanzung und Rissstabilität unter Voraussetzung der projektierten und künftigen Lastwirkungen
- Betrachtung und Einschätzung möglicher Folgen bei weiterer Rissbildung.

Das eigentliche Ziel besteht darin, verlässliche Aussagen zu machen, welche Risse stabil sind und welche Risse unter entsprechenden Lastbedingungen weiter fortschreiten.

Die meisten Berechnungen werden auf der Grundlage eines Zugspannungskriteriums durchgeführt.

Die Zugspannungen werden mit der Hilfe von linearen oder nichtlinearen Rechenmodellen berechnet und mit der Zugfestigkeit des Betons verglichen.

Mit der Überschreitung der Zugfestigkeit kommt es zur Rissbildung.

Da Beton ein heterogener Baustoff ist wird nach dem überschreiten der Zugfestigkeit eine beträchtliche Menge an Energie frei, und zwar als Bruchenergie, die der Beton zu absorbieren vermag.

In der Prozesszone wird die Bruchenergie vor dem eigentlich sichtbaren Riss verbraucht und ist speziell bei Belastungen, welche durch aufgezwungene Verformungen hervorgerufen werden, von beachtlicher Bedeutung. Diesem Materialverhalten wird mit dem Zugspannungskriterium aber nicht Rechnung getragen [8].

Nach linear-elastischer Kontinuumsmechanik entsteht an der Riss Spitze eine Spannungskonzentration, die mit dem Zugspannungskriterium nicht in Betracht gezogen wird.

Werden die bruchmechanischen Kriterien vernachlässigt, so wird je nach Risskonfiguration das Traglastvermögen eines angerissenen Bauteils überschätzt.

Die Bedeutung der Bruchmechanik [8] kann mit Hilfe der in Abb. 2.B.1 dargestellten Analogie zwischen der Bruchmechanik und den Stabilitätskriterien (Knicken, Kippen, Beulen) aus der Baustatik aufgezeigt werden. Bei der Bemessung eines Druckstabes muss neben der Druckspannung im Stabquerschnitt auch die Stabilität (Knicken) nachgewiesen werden. Aus der Darstellung geht hervor, dass ab einer bestimmten Stablänge l_c das Stabilitätskriterium massgebend wird. Für den angerissenen Zugstab ist für kleine Risslängen das Zugspannungskriterium die ausschlaggebende Bedingung. Ab einer gewissen Rissgeometrie (Risslänge a_c) ist jedoch das Stabilitätskriterium aus der linear elastischen Bruchmechanik (LEBM), repräsentiert durch die "Griffith-Bedingung" massgebend.

Eine weitere Bedeutung hat die Bruchmechanik im Stahlbetonbau in der Untersuchung von spröden Versagensarten, wie Durchstanzen, Schub- oder Torsionsbrüchen oder auch von Rissbildungen, durch welche die Dauerhaftigkeit der Bauwerke beeinträchtigt werden können.

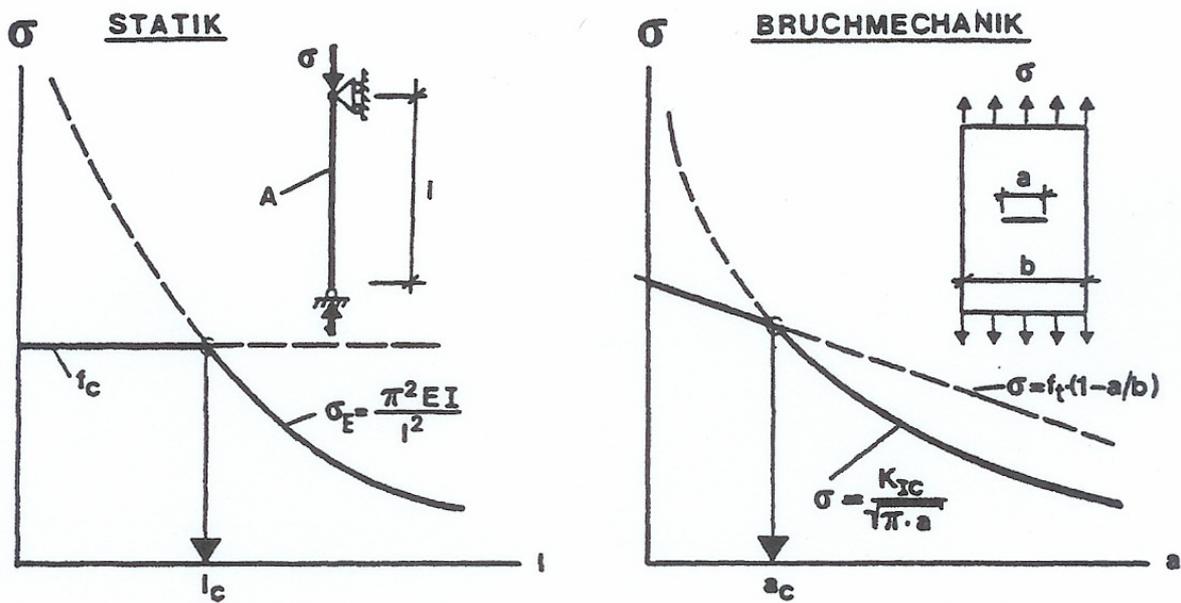


Abb. 2.B.1 Analogie zwischen den Stabilitätskriterien aus der Baustatik und der Bruchmechanik (Brühwiler, 1988)

Die Bruchmechanik von Beton wurde anfangs der sechziger Jahre von Neville und Kaplan unter Anwendung der linear-elastischen Bruchmechanik studiert.

Eine realistische Beschreibung des Werkstoffverhaltens gelang erst mit der Entwicklung bruchmechanischer Modelle wie das Modell des fiktiven Risses.

Die Bruchmechanik hat im Stahlbetonbau Wege zum Verständnis und zur Modellierung von Riss und Bruchphänomenen geöffnet.

Auf Grund von zahlreichen Forschungsarbeiten in den letzten Jahren etablierte sich die Bruchmechanik im Stahlbetonbau sinnvollerweise mehr und mehr.

Die heute vorliegenden Forschungsergebnisse und Literatur zeigen ein stetig zunehmendes, internationales Interesse an der Bruchmechanik. Wesentliche Exponenten dieser Entwicklung sind die Forscher Wittmann, Bazant, Shah, Ingraffea, Di Tomaso, Carpinteri, Reinhardt, Kupfer, Hilsdorf, Rüschi, Cervenka, Gerstle, De Borst und Eibl zwischen 1980 bis 1990. Zwischen 1990 bis 2000, entstanden wesentliche Beiträge durch Curbach, Este, Hordijk, Menetrey, Willam, Van Mier, Brühwiler, Schnetzer u.a.

2.2.1 Linear-elastische Bruchmechanik

Die klassische Bruchmechanik beschreibt den Bruchvorgang in Werkstoffen, die näherungsweise linear-elastisch reagieren, sehr genau. Die Spannung in naher Umgebung der Risspitze kann als Funktion des Spannungsintensitätsfaktors K (Irwin

1957, 1958) und eines Geometrieterms berechnet werden. Der Spannungsintensitätsfaktor ist abhängig von der Art der Rissöffnung. Da sich der Riss in drei unabhängige Richtungen öffnen kann, unterscheidet man grundsätzlich drei Arten der Rissöffnung aufgrund von Beanspruchungen in Normal-, Längs- und Querrichtung. In Abb. 2.B.2 sind die drei Grundbeanspruchungsarten dargestellt.

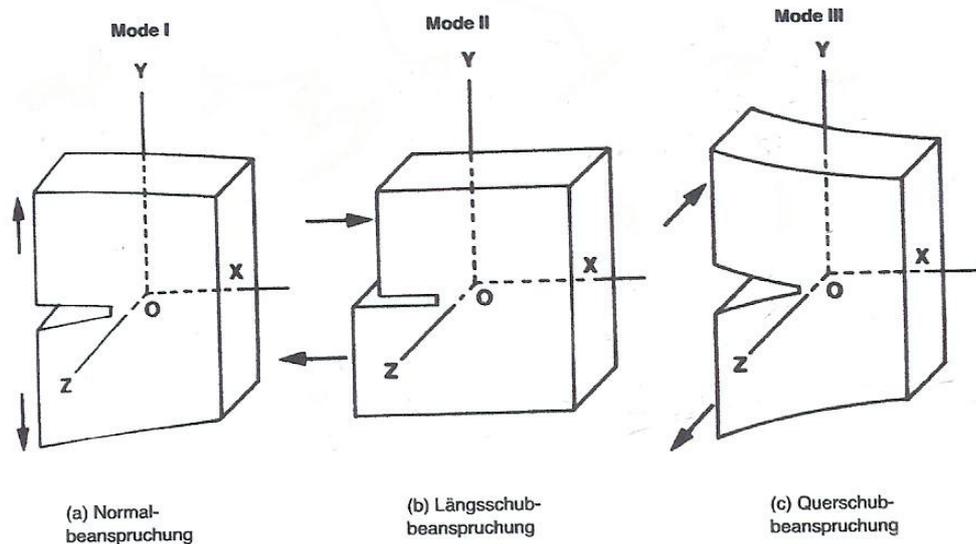


Abb. 2.B.2 Rissöffnungsarten nach Irwin (Irwin 1958)

Die Abbildung lässt folgendes erkennen:

Für die Beanspruchungsart I - der Zugbelastung - bewegen sich die Rissoberflächen symmetrisch zur Rissebene voneinander weg.

Für die Beanspruchungsart II - der Schubbelastung - verschieben sich die Rissoberflächen in der Rissebene in entgegengesetzter Richtung.

Für die Beanspruchungsart III - der Querschubbelastung - gleiten die Rissoberflächen entgegengesetzt quer zur Rissrichtung.

Für den allgemeinen Spannungszustand gilt im Rahmen der linear-elastischen Bruchmechanik der Ansatz nach Irwin:

$$\sigma(r, \theta) = (2\pi r_F)^{-1/2} \{K^I f_{ij}^I(\theta) + K^{II} f_{ij}^{II}(\theta) + K^{III} f_{ij}^{III}(\theta)\} \quad (2.G.1)$$

Mit K^I , K^{II} , K^{III} als Spannungsintensitätsfaktoren und f_{ij}^I , f_{ij}^{II} , f_{ij}^{III} als dimensionslose Winkelfunktionen.

Die Spannungsintensitätsfaktoren dienen der asymptotischen Näherung der singulären Spannungsfelder in der Rissnähe. Mit Hilfe der Spannungsintensitätsfaktoren ist

es möglich, die Spannungsfelder in der Rissnähe für komplizierte Rissanordnungen zu berechnen. Der Spannungsintensitätsfaktor kann den kritischen Wert der Bruchzähigkeit annehmen.

Die linear-elastische Bruchmechanik gilt für ideal spröde Werkstoffe, die sich elastisch verhalten und nahe der Rissspitze eine vernachlässigbar kleine Zone mit irreversiblen Verformungen aufweisen. Beim Sprödbbruchkriterium von Griffith wird die beim Risswachstum freiwerdende Energie im angerissenen Körper mit der Oberflächenenergie des Werkstoffs verglichen. Dieses Kriterium ist, z.B. für Glas und keramische Werkstoffe anwendbar. Es wurde versucht, die linear-elastische Bruchmechanik auch auf zementgebundene Werkstoffe zu übertragen. Mindess (1983) beschreibt die Versuche um die Anwendbarkeit der Bruchmechanik auf Zementstein zu überprüfen.

Einen der ersten Versuche, das Risswachstum im Beton mit Hilfe von Konzepten der linear-elastischen Bruchmechanik zu erfassen, beschreibt Kaplan (1961)

Für Werkstoffe mit einer nicht vernachlässigbaren Zone irreversibler Verformungen in der Umgebung der Rissspitze, ist die linear-elastische Bruchmechanik nicht mehr anwendbar.

Es wurden in der Folge Modelle entwickelt, die diese plastische Zone mitberücksichtigen. Die erweiterten Untersuchungen von Irwin gelten für relativ kleine plastische Zonen. Das Barenblatt-Modell (1962) dagegen ist auch für Werkstoffe mit grösseren plastischen Zonen gültig.

Mit beachtlichem Forschungsaufwand wurde von vielen Autoren versucht, die Bruchzähigkeit von Beton zu bestimmen.

Ausführliche und vertiefte Literatur wurde dazu verfasst und veröffentlicht (Mindess 1986 a/b). In der Literatur (ACI Committee 446, 1991), (Bazant et. al 1992) werden Modelle erläutert, die auf der LEBM basieren und bedingt auf zusammengesetzte Werkstoffe, wie Beton übertragen werden können. Es wird deutlich, dass die fundamentalen Annahmen der linear-elastischen Bruchmechanik bei diesen Modellen für ein heterogenes Gefüge näherungsweise nicht erfüllt sind. Grosse Probleme entstehen wenn Kenngrößen wie z.B. die Bruchzähigkeit K_c die in direktem Bezug zur linear-elastischen Bruchmechanik stehen, bestimmt werden sollen. Das Mesogefüge von zusammengesetzten Werkstoffen unterscheidet sich grundlegend von dem der Werkstoffe, die den Gesetzen der LEBM genügen. Eine makroskopisch aufgebrachte Last verursacht auf dem Mesoniveau Spannungskonzentrationen. Dies ist bei homogenen Stoffen, wie Stahl, nicht der Fall.

2.2.2 Nichtlineare Bruchmechanik

Das Tragverhalten von zusammengesetzten Werkstoffen kann mit Hilfe von Modellen der nicht linearen Bruchmechanik beschrieben werden. Im Unterschied zur linear elastischen Bruchmechanik wird bei den Modellen der NLBM nicht vorausgesetzt, dass beim Bruch eines Körpers eine vollständige Umsetzung der von aussen zugeführten Energie in die Oberflächenenergie der Bruchflächen erfolgt. Damit wird der experimentell hinreichend untersuchten Eigenschaft des Betons Rechnung getragen,

dass es in so genannten Bruchprozesszone zur Bildung von Mikrorissen und damit zu einer Energiedissipation in die endgültige Bruchfläche umgebenden Werkstoff kommt. Diese strukturellen Änderungen in der Bruchprozesszone sind mit der Änderung der lokalen mechanischen Werkstoffeigenschaften verbunden. Die Steifigkeit sowie die maximal ertragbare Zugspannung, d.h. die Zugfestigkeit f_t , werden mit zunehmender Schädigung kleiner. Um den Prozess der lokalen Schädigung im Beton zu beschreiben, braucht man folgende Werkstoffparameter:

- eine kritische Beanspruchungsgrösse als Kriterium für den Beginn der lokalen Schädigung.
- die Energie pro Flächeneinheit, welche lokal bis zur vollständigen Durchtrennung des Werkstoffes aufgewendet werden muss, und
- eine Funktion, welche die Änderung der lokalen mechanischen Eigenschaften im Prozess der Schädigung, das so genannte Entfestigungsverhalten, beschreibt.

Als kritische Beanspruchungsgrösse (a) für den Beginn der lokalen Schädigung wird im Allgemeinen die zentrische Zugfestigkeit f_t benutzt. Eine Voraussetzung dafür ist die Kerbunempfindlichkeit des Werkstoffes. Bei kerbempfindlichen betonähnlichen Werkstoffen kann als kritische Beanspruchungsgrösse ein Spannungsintensitätsfaktor K als ein Mass für die Spannungskonzentration an einer Risspitze verwendet werden. Die unter b) genannte Energie bezeichnet man als spezifische Bruchenergie G_F . Das Entfestigungsverhalten (c) wird in den verschiedenen für den Werkstoff Beton vorgeschlagenen Modellen auf unterschiedliche Arten formuliert. Bei Angabe von absoluten Festigkeits- und Verformungswerten enthält die Entfestigungsfunktion auch Informationen zu den unter a) und b) genannten Werkstoffparametern.

Bei der Modellbildung für das mechanische Verhalten nach Beginn der lokalen Schädigung unterscheidet man das lokale und das nicht lokale Konzept. Bei dem lokalen Konzept wird vorausgesetzt, dass die Beziehung zwischen Spannung und Verformung an einem Punkt unabhängig vom Verformungszustand in der Umgebung dieses Punktes ist. Das lokale Last-Verformungsverhalten kann demzufolge mit den genannten Werkstoffparametern vollständig beschrieben werden. Bei nicht lokalen Konzepten ist die Spannung in einem Punkt nicht nur von der Verformung an diesem Punkt, sondern auch vom Verformungsfeld in der Umgebung dieses Punktes abhängig. Das nicht lokale Konzept kommt dem realen Werkstoffverhalten näher, erweist sich jedoch als komplizierter bei der Modellbildung und Implementierung in numerische Berechnungsverfahren.

Die für den Werkstoff Beton vorgeschlagenen Modelle der NLBM können nach der Art der Schadenslokalisierung in Modelle für diskrete Risse, Rissbandmodelle und kontinuumsmechanische Schädigungsmodelle unterschieden werden. Bei den Modellen für diskrete Risse wird angenommen, dass die Umsetzung der gesamten Bruchenergie nur in der Rissfläche erfolgt. Das Entfestigungsverhalten wird daher als Spannungs-Rissöffnungskurve formuliert. Die Fläche unter dieser Kurve entspricht der spezifischen Bruchenergie G_F . Ein für den Werkstoff Beton entwickeltes Modell für diskrete Risse ist das Modell des fiktiven Risses nach Hillerborg. Die Bezeichnung "fiktiver Riss" steht für den Zustand des entfestigenden Risses. Die Rissbandmodelle nach Bazant [2] beruhen auf der Annahme, dass die Energieumwandlung in einem Bereich mit bestimmter Breite, der so genannten Rissbandbreite

h erfolgt. Das Entfestigungsverhalten wird als Spannungs-Dehnungskurve formuliert. Die Fläche unter dieser Kurve multipliziert mit der Bandbreite h ergibt die spezifische Bruchenergie. Ein Rissbandmodell ist das Modell des verschmierten Risses nach Bazant.

Das Verhalten von Werkstoffen, welche sehr kleine Zonen irreversibler Deformationen im Bereich der Risspitze aufweisen, kann mit der linear elastischen Bruchmechanik relativ genau beschrieben werden. Typische Beispiele dafür sind Glas und Hochfeste Stähle. Die Modellierung unelastischer Deformationen im Bereich der Risspitze ist Gegenstand der nicht linearen Bruchmechanik.

Die exakte Berechnung der Verschiebungen und Spannungen an Rissen bei unelastischem Verformungsverhalten gelingt im Allgemeinen nicht und ist auch in Sonderfällen, unter idealisierten Annahmen relativ schwierig. Lösungen für den unelastischen liefert z.B. die Plastizitätstheorie, wobei dem wirklichen Materialverhalten näherungsweise durch verschiedene Formänderungsgesetze Rechnung getragen wird.

Bei der Annahme eines starr-plastischen Verhaltens werden die elastischen Formänderungen völlig vernachlässigt; hierfür existieren zahlreiche Lösungen der klassischen Plastizitätstheorie (Fließlinientheorie) welche für die Belange der Bruchmechanik jedoch nur geringe Bedeutung haben.

2.2.2.1 Die Bruchprozesszone

In den letzten Jahren wurden grosse Anstrengungen unternommen, die Bruchmechanik auf das Versagen von Beton anzuwenden. Um die lineare Bruchmechanik anwenden zu können, muss die Bruchzähigkeit K_{IC} des Betons gemessen werden. Die Bruchzähigkeit hängt aber bekanntlich von der Art des durchgeführten Versuches, der Probengrösse und anderen Faktoren ab. Es wird angenommen, dass diese Abhängigkeit durch die Existenz einer Bruchprozesszone, die aus einer grossen Anzahl von Mikrorissen besteht, verursacht wird. Die Ausdehnung der Bruchprozesszone kann zwischen einigen Zentimetern bis zu zehn Zentimeter variieren [42].

Am Beispiel eines belasteten Drei-Punkt-Biegebalkens lassen sich die Bruchprozesszone und die vorherrschende Spannungsverteilung erläutern. In der Abb. 2.B.3 erkennen wir auf dem oberen Bildausschnitt den Drei-Punkt-Biegebalken und die makroskopische Spannungsverteilung. Darunter können wir die Spannungsverteilung vor der reellen Risspitze erkennen. Im Gegensatz zur LEBM ist das Spannungsmaximum nicht an der reellen Risspitze, sondern im Bereich der Bruchprozesszone lokalisiert. Die Mikrorisse, die sich in der Bruchprozesszone bilden, tragen zur Energiedissipation und somit zur Spannungsumlagerung bei.

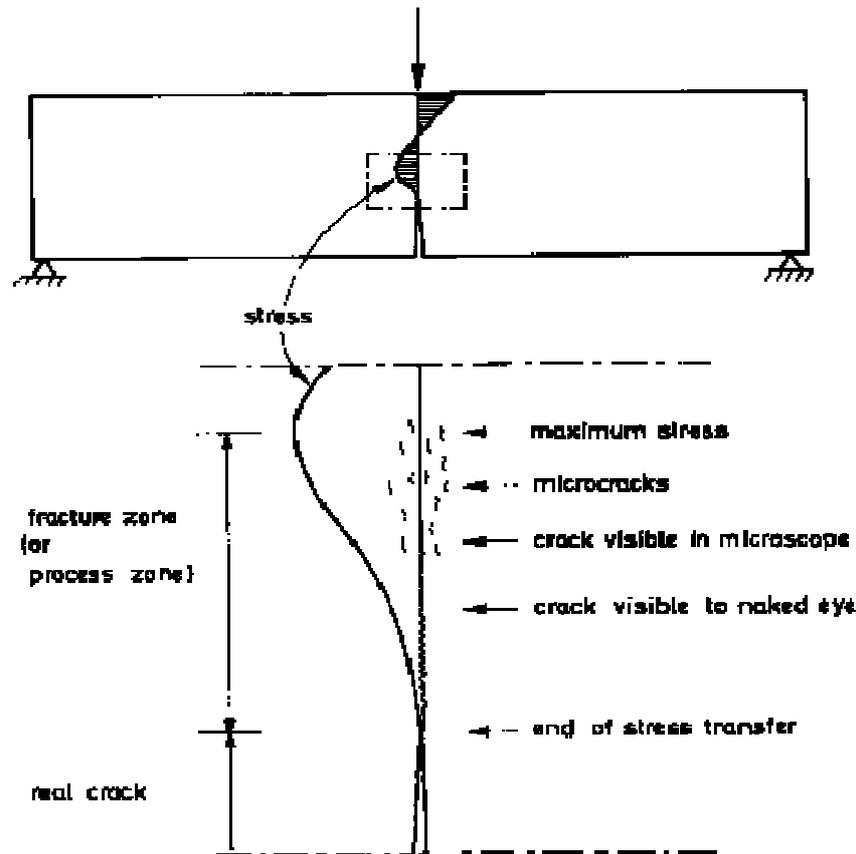


Abb. 2.B.3 Bruchprozesszone und Spannungsverteilung an einem Drei-Punkt-Biegebalken [Hillerborg]

2.2.2.2 Bruchprozesszonen-Modelle

Um das Bruchverhalten von Beton zu beschreiben, wurden Mechanismen vorgeschlagen, die in einem oder mehreren Versuchen beobachtet wurden und einen sehr hypothetischen Charakter aufwiesen. In der Praxis verursacht eine Kombination der vorgeschlagenen Mechanismen, wie die Rissbrückenausbildung und die mechanische Verzahnung, das beobachtete Entfestigungsverhalten des Betons. Um den Rissfortschritt im Beton zu modellieren, ist es erlaubt, sich eine Bruchprozesszone in der Nähe der spannungsfreien Risspitze vorzustellen.

2.2.2.3 Das fiktive Rissmodell

Die Anwendung des fiktiven Rissmodells nach Hillerborg zur Vorhersage der Rissbildung in zusammengesetzten Werkstoffen wie Beton ist heute weit verbreitet. Es wird angenommen, dass der fiktive Riss, in Abhängigkeit der aktuellen Breite immer noch Zugkräfte übernehmen kann (Lastübertragung). Bis heute existieren einige experimentelle Methoden um das Vorhandensein eines fiktiven Risses zu beobachten und die numerischen Vorhersagen zu bestätigen.

Die grundsätzlichen Merkmale des fiktiven Rissmodells (FCM) sind in Abb. 2.B.4 dargestellt. Wird ein Betonstab auf Zug beansprucht (verformungsgesteuert), so kann anfangs ein linear-elastisches Verhalten beobachtet werden. Die Spannungen werden über die ganze Breite und Länge des Stabes als gleichmässig verteilt angenommen. Spannungen und Verformungen stehen zu diesem Zeitpunkt in direktem Zusammenhang (Hook). Sobald aber das Lastmaximum erreicht ist, beginnen sich die Spannungen in einer schmalen Zone des Probekörpers zu lokalisieren. Im schwächsten Teil des Stabes bildet sich eine fiktive Prozess-Zone. Es ist nun aufgrund der konzentrierten Form des Vorganges nicht mehr möglich, die gemessenen Verformungen in direktem Zusammenhang mit den globalen Spannungen zu sehen. Um diesen Vorgang berechnen zu können, wird das Ganze in einen elastischen Teil und in einen Entfestigungsteil aufgeteilt. Die Grundlagen des Entfestigungsteils liegen in den Verformungen bezogen auf die momentane Rissöffnung, wogegen sich die Masse des Probekörpers linear elastisch verhält. Die Entlastung des Hauptteils des Stabes tritt auf, sobald die Entfestigung an der kritischen Stelle im Zugstab beobachtet wird. Im fiktiven Rissmodell werden die Zugfestigkeit f_t sowie die Bruchenergie G_F (siehe früher) als Werkstoffeigenschaften betrachtet. Weil die Bruchenergie erwiesenermassen von der Grösse des Probekörpers abhängig ist müssen in Abhängigkeit der Versuchsdurchführung, des Verhaltens des Hauptteils des Probekörpers sowie dessen Eigengewichtes Korrekturen vorgenommen werden. Das fiktive Rissmodell wird heutzutage als Standardmodell der NLBM verwendet, da es sich sehr gut für numerische Anwendungen eignet.

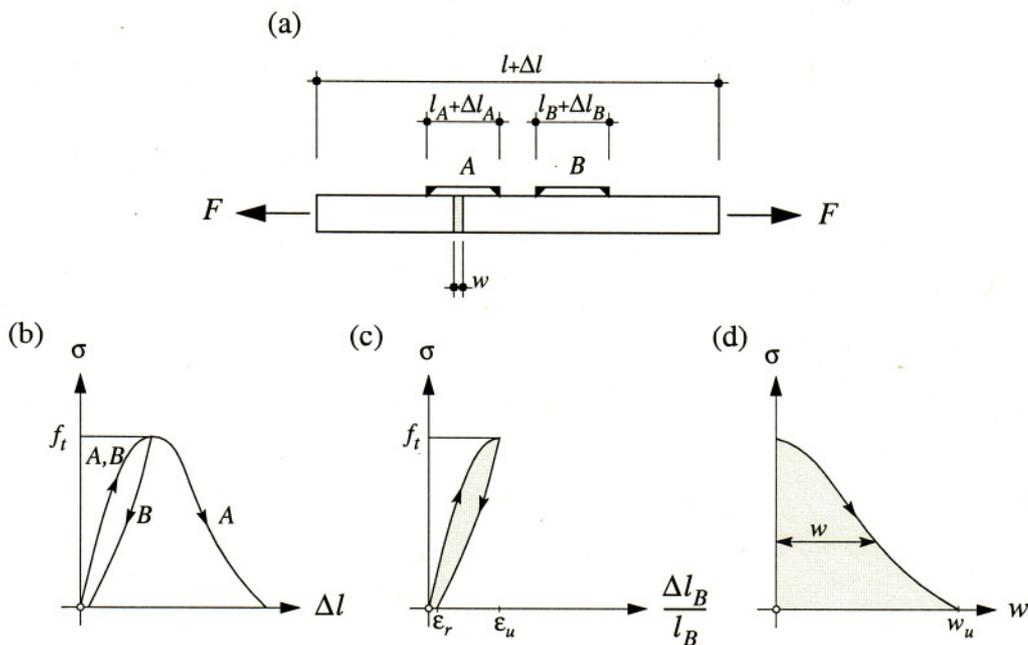


Abb. 2.B.4 Das fiktive Rissmodell nach Hillerborg (Hillerborg et al. 1976)

2.2.2.4 Das Rissbandmodell nach Bazant

Das Rissbandmodell CBM nach Bazant kann als eine Alternative zum FCM betrachtet werden. Die Rissbildung des Betons im CBM wird als ein Band von Mikrorissen vor einer spannungsfreien Risspitze verstanden (Abb. 2.B.5). Im Gegensatz zur Bruchprozesszone im FCM wird beim CBM eine bestimmte Breite derselben angenommen, die vom maximalen Durchmesser des Kornes der Mischung abhängig ist. Normalerweise wird für die Breite des Rissbandes dreimal den Durchmesser des Grösstkorns angenommen.

Es muss aber darauf hingewiesen werden, dass dies nur eine Annahme ist und noch keine experimentellen Beweise vorliegen, um diesen Sachverhalt zu validieren. Das zum CBM gehörende Werkstoffverhalten kann als bilineare Spannungs-Dehnungsbeziehung angesehen werden (Abb. 2.B.4). Die Steigung des ansteigenden Astes der Kurve bezieht sich auf den E-Modul des ungerissenen Werkstoffes, wogegen die Steigung des abfallenden Teiles als Dehnungs-Entfestigungs-Modul E_t bezeichnet wird. Dabei wird angenommen, dass E_t von den drei Werkstoffparametern GF , f_t und w_c abhängig ist. Hier wird die Bruchenergie als Fläche unter dem bilinearen Entfestigungs-Diagramm multipliziert mit der Rissbandbreite w_c verstanden.

Das Verhalten des Hauptteils des Werkstoffes während dem Entfestigen kann mit dem des fiktiven Rissmodells verglichen werden.

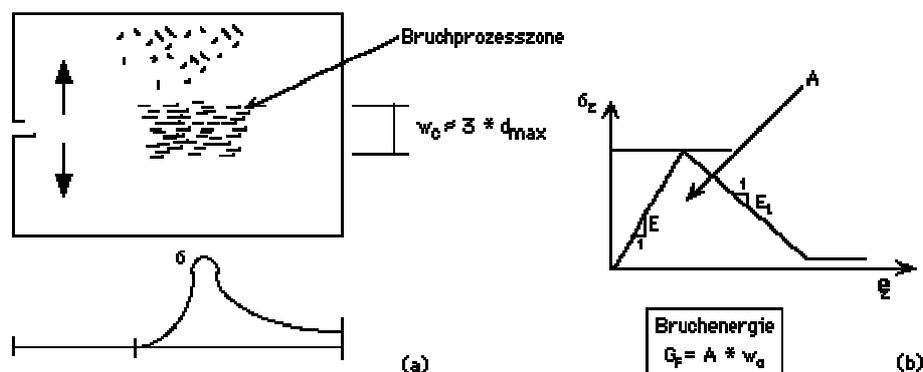


Abb. 2.B.5 Das Rissbandmodell nach Bazant (1983)

Die Ausdehnung der Bruchprozesszone in zusammengesetzten Werkstoffen zu ermitteln, ist schwierig. Um die Rissbildung beobachten zu können, müssen zerstörungsfreie Techniken angewendet werden.

Den Bruchprozess im Beton kann man sich in einem Gedankenexperiment vorstellen. Dabei wird ein Stab unter Zugspannungen gesetzt. Dabei werden die Verformungen mit der Hilfe von zwei Dehnungsmessern (A und B) gemessen. Im rein elastischen Bereich der Last-Verformungskurve wird von beiden Dehnungsaufnehmern die gleiche Dehnung gemessen. Wird die Belastung bis zum Lastmaximum und darüber hinaus noch weiter gesteigert, so wird einer der beiden Dehnungsaufnehmer

eine teilweise Entlastung anzeigen. Im anderen Teil der Probe so kann man annehmen, kommt es zu einer Dehnungszunahme. Derjenige Dehnungsaufnehmer, der zwischen den Messpunkten die zunehmenden Dehnungen misst, integriert somit die Zone erhöhter Mikrorissbildung. Die gemessene Last wird nicht auf den Wert Null absinken, solange der Querschnitt noch Last übertragen kann. Weitere dem Stab aufgezwungene Verformungen lassen die Mikrorisse in der bereits geschädigten Zone (Bruchprozesszone) zu Makrorissen akkumulieren. Dieses Gedankenmodell wurde von Hillerborg (Hillerborg et al. 1976) zu einem Modell entwickelt, zum Modell des fiktiven Risses. Das Modell des fiktiven Risses ist eine spezielle Art des diskreten Rissmodells.

2.2.2.5 Das Massstabsgesetz nach Bazant

Nicht lineare Deformationen der Rissbildung und der Rissausbreitung gehen bei den meisten Werkstoffen voraus, wobei es zu einer Schädigung des Werkstoffes und damit zu einer Abweichung von der linear elastischen Bruchmechanik kommt, leitete Bazant eine halbempirische Gesetz her, das den Übergang von einem Festigkeitskriterium für kleine Proben zur linear elastischen Bruchmechanik für grosse Proben beschreibt.

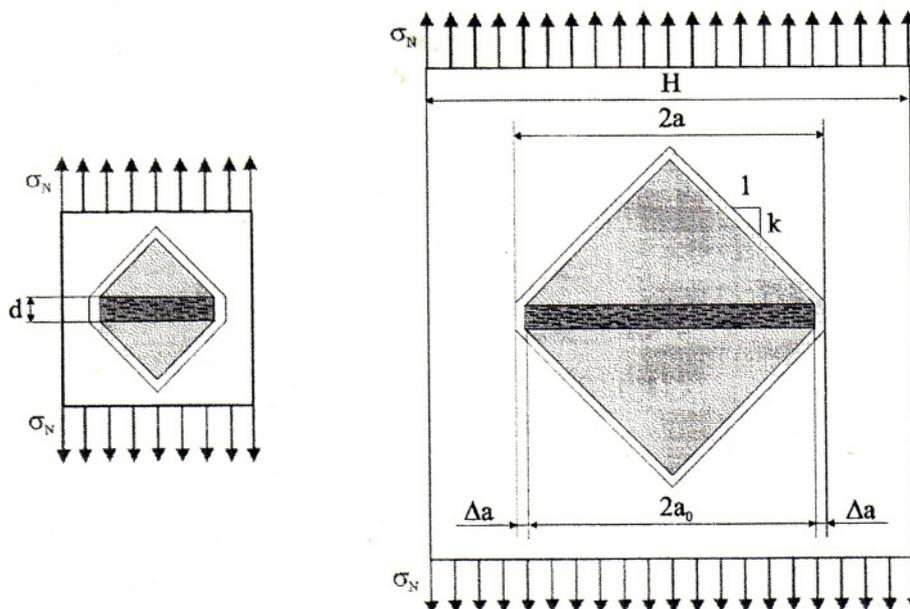


Abb. 2.B.6 Massstabsgesetz nach Bazant: Gedankenmodell der Rissbildung

Bei seiner Herleitung ging Bazant davon aus, dass sich in einem Werkstoffvolumen eine Schädigungszone der Bandbreite d senkrecht zur Rissfläche bildet. Diese Annahme entspricht dem vor beschriebenen Rissbandmodell. Kommt es in diesem Rissband zu einer Rissverlängerung Δa , wie in Abb. 2.B.6 dargestellt, so wird in den rissumgebenden Bereichen (hellgraue Flächen) elastische Energie freigesetzt. Die dunkelgrauen Flächen stellen die bereits entlasteten Flächen dar.

2.3 Bruchmechanische Eigenschaften des Betons

2.3.1 Bruchverhalten von Beton

Das Bruchverhalten von Beton ist sehr komplex. Aufgrund von Versuchen sind jedoch die wesentlichen Faktoren die auf den Bruch Einfluss haben bekannt.

Von grösster Bedeutung sind die geometrischen und mechanischen Eigenschaften des Zuschlagskorngerüstes.

Die Zuschläge selbst können in einen Feinanteil (bis 2 mm Durchmesser) und in einen Grobanteil eingeteilt werden. Der Feinanteil bildet mit dem aus Zement und Wasser entstehenden Zementstein die Mörtelphase und wird in allgemeinen Betrachtungen als homogen angenommen (Homogenisierung der Mikroebene).

Bei den normalerweise eingesetzten Betonen mit üblicher Zementqualität wird das Porenvolumen des Zementleims bzw. die Eigenschaften der Grenzschicht durch den Wasser-Zement-Wert (W/Z-Wert) beeinflusst. Häufig werden heute Additive wie Plastifizierungsmittel und Superverflüssiger eingesetzt, wobei diese allerdings die bruchmechanischen Eigenschaften von Beton verändern.

2.3.2 Bruchvorgang

Die durch die Hydratation herbeigeführten Volumenveränderungen führen zu Eigenspannungen im Beton. Diese Eigenspannungen genügen schon um Mikrorisse in der Zementhaut zu öffnen. Wird die Betonstruktur belastet so wird den Eigenspannungen ein Spannungszustand überlagert. Der Kraftfluss im Konglomerat erfolgt im Wesentlichen über die Zuschlagskörner. Bei Druckbeanspruchungen werden die resultierenden Druckkräfte über die räumlich verteilten Zuschlagskörner mittels Zugkräften umgelenkt. Die entsprechend der wirkenden Last auftretenden Zugspannungen verursachen bzw. vergrössern bereits vorhandene Mikrorisse. Ein grosser Teil der Mikrorisse bilden sich entlang der wenig zugfesten Grenzschichten.

Mit zunehmender Beanspruchung wachsen die Risse weiter an, und es entstehen neue Risse. Durch das überproportionale Anwachsen der Mikrorisse resultiert eine Nichtlinearität im Kraft-Verformungs-Verhalten.

2.3.3 Bruchenergie

Die Bruchenergie ist eine Energie, welche zur Erzeugung zur vollständigen Öffnung der Rissfläche benötigt wird. Sie ist somit gleich der Fläche unter der σ - w -Beziehung.

Es gilt somit für die Bruchenergie

$$G_f = \int_0^{w_c} \sigma(w) \cdot dw$$

(2.G.2)

w_c ist die kritische Rissöffnung, bei der die im Riss übertragene Spannung den Wert Null erreicht.

Die spezifische Bruchenergie errechnet sich durch Division der mechanischen Arbeit-Leistung welche durch eine Prüfmaschine aufgebracht wurde, durch die Fläche des durchbrochenen Querschnittes. Die Arbeitslinie ist eine Kurve welche sich bei Messung von aufgebrachter Last über der Verschiebung der Lasteintragungspunkte ergibt.

Die Brucharbeit wird aus der Fläche unter der Arbeitslinie ermittelt.

Versuchstechnisch kann die Bruchenergie exakt gemessen werden, wenn die Messvorrichtung in der Lage ist, einen stabilen Rissfortschritt im Probekörper zu erzeugen (Trunk et al. 1995).

Dies wird erreicht, in dem die im Prüfsystem gespeicherte elastische Energie kontrolliert zur Entstehung der Bruchoberfläche abgegeben wird.

Kraftgesteuerte Versuche können nur bis zum Erreichen der Maximallast des Probekörpers kontrolliert werden, indes bei dehnungsgesteuerten Versuchen der Prüfkörper selbst zum Prüfsystem gehört. Es muss deshalb die Bedingung erfüllt werden, dass die beim Auftreten der Maximallast innerhalb der Dehnungsmesslänge gespeicherte Energie kleiner ist als die Bruchenergie (G_f).

Petersson (Petersson et al. 1981) führte die charakteristische und die kritische Länge, letztere die Hälfte der charakteristischen Länge ist, als technologischen Werkstoffparameter ein. Die „kritische Probelänge“ ist kein Werkstoffparameter; sie ist jedoch vom Material abhängig.

Damit lässt sich die kritische Probelänge berechnen, bei der ein Zugversuch noch stabil verläuft. Übersteigt die Probekörperlänge die kritische Länge, stellt sich sprödes Versagen der Probe ein.

Die charakteristische Länge wird oft als das Mass für die Sprödigkeit eines Werkstoffes gebraucht.

Die Stabilitätsgrenze bei linearem Entfestigungsverhalten kann mit folgender Gleichung beschrieben werden:

$$l_{ch} = \frac{EG_F}{f_t^2}, \quad l_{crit} = \frac{2EG_F}{f_t^2}$$

(2.G.3)

Eine Instabilität tritt auf, wenn die Steigung der Entfestigungskurve gleich oder grösser als die Steifigkeit des gesamten Belastungssystems ist. Slowik (Slowik 1995) zeigt schematisiert einen Zugversuch auf, bei dem gleichzeitig über vier verschiedene Messlängen (A-B-C-D) die Dehnungen gemessen werden. Ist die Messlänge (D) grösser gewählt als die kritische Länge l_{crit} , so tritt ein so genanntes „snap back auf“, d.h. eine Verringerung der zu messenden Verschiebung bei weiterer Rissöffnung. Würde dieser Versuch über den Aufnehmer D gesteuert, würde ein plötzliches Versagen des Prüfkörpers auftreten. Der Rissfortschritt ist dann nicht mehr kontrollierbar (siehe Abb. 2.B.7)

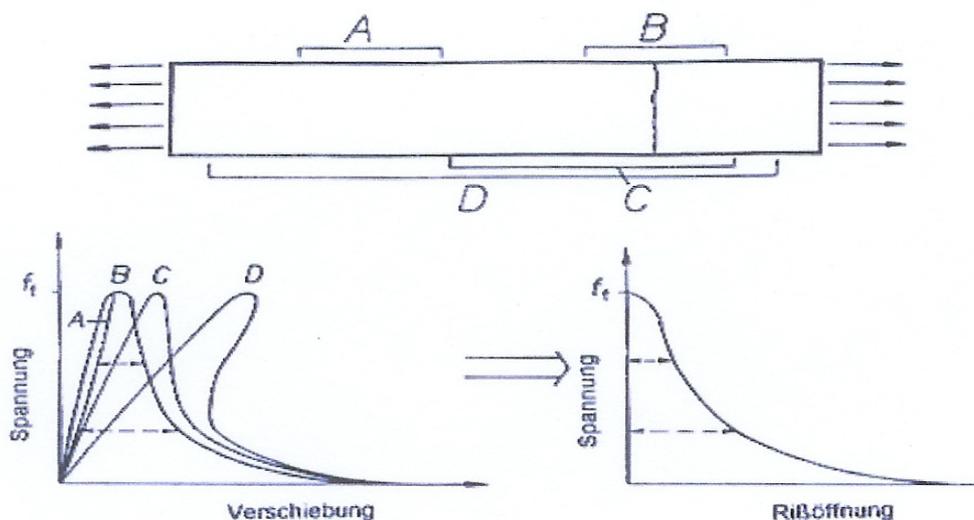


Abb. 2.B.7 Zugversuch an einer Probe mit konstantem Querschnitt

Mit Hilfe einer energetischen Gleichgewichtsbetrachtung kann man eine Aussage über die Stabilität eines Versuchs machen. In einer Probe mit dem Querschnitt A_L wird bei einer aufgebrachten Dehnungsänderung die elastische Energie im Betrage U gespeichert. Instabiles Risswachstum tritt dann auf, wenn die Änderung der gespeicherten elastischen Energie U innerhalb der zur Steuergrösse gehörenden Messlänge l bei der Zunahme der Rissöffnung um den Betrag dw grösser ist als der dabei umgesetzte Anteil der Bruchenergie. Für den kritischen Gleichgewichtszustand gilt:

$$\frac{dU}{dw} = \frac{d\left(\int \sigma(w)dw\right)}{dw} \cdot A_L$$

(2.G.4)

Spannung (w) ist die Entfestigungskurve und A_L die Ligamentfläche der Werkstoffprobe

Für linear-elastisches Verformungsverhalten bis zum Erreichen der Zugfestigkeit und für ein Entfestigungsverhalten Spannung (w)

Daraus ergibt sich

$$l_{crit} = \left(\frac{E}{\max(K_f)} \right)$$

(2.G.5)

In obenstehender Gleichung ist K_f der Abfall der linearen Entfestigungskurve. Wird die Entfestigungskurve durch eine lineare Funktion beschrieben, kann durch folgende Gleichung ausgedrückt werden:

$$l_{crit} = 2 \cdot \frac{E \cdot G_F}{f_t^2 - \sigma_1}$$

(2.G.6)

Ein Werkstoff ist demzufolge spröder, je kleiner der Wert seiner charakteristischen Länge l_{crit} ist.

2.4 Verbund zwischen Beton und Stahl

Der Verbund ermöglicht eine Kraftübertragung zwischen dem Bewehrungsstahl und dem ihn umgebenden Beton. Er ist somit für die Tragwirkung des Verbundbaustoffes Stahlbeton von grundlegender Bedeutung.

Wie die Kraftübertragung erfolgt, hängt von der Oberflächenbeschaffenheit der Bewehrung ab.

Am häufigsten werden heute gerippte Stäbe verwendet, bei denen eine dübelartige Verzahnung (Scherverbund) zwischen Stahl und Beton besteht (Abb. 2.B.8). Für die Kraftübertragung sorgen Betonkonsolen, die sich an den aufgewalzten Rippen des Stahles abstützen. Die Verbundwirkung hängt wesentlich von der Ausbildung der Rippen ab.

Um die Verbundgüte zu ermitteln, werden in der Praxis so genannte Ausziehversuche an relativ kurzen Stäben durchgeführt.

Für die Auswertung wird das Tragverhalten dieser Stäbe durch die Annahme einer konstanten, an der Bewehrungsoberfläche wirkenden Verbundspannung angenommen.

Das folgende Bild zeigt die Verhältnisse bei einem Ausziehversuch eines Stabes: Die Einleitung der Stabkraft in den Beton (und damit die Verbundspannung f_{bd}) ist nicht gleichmäßig über die Stablänge verteilt. Für die Rechnung ist das unerheblich, wenn man mit einer mittleren Verbundspannung rechnet, deren Integral über die zylinderförmige Stabfläche (= Stablänge x Umfang des Stabes) die gleiche Kraft ergibt.

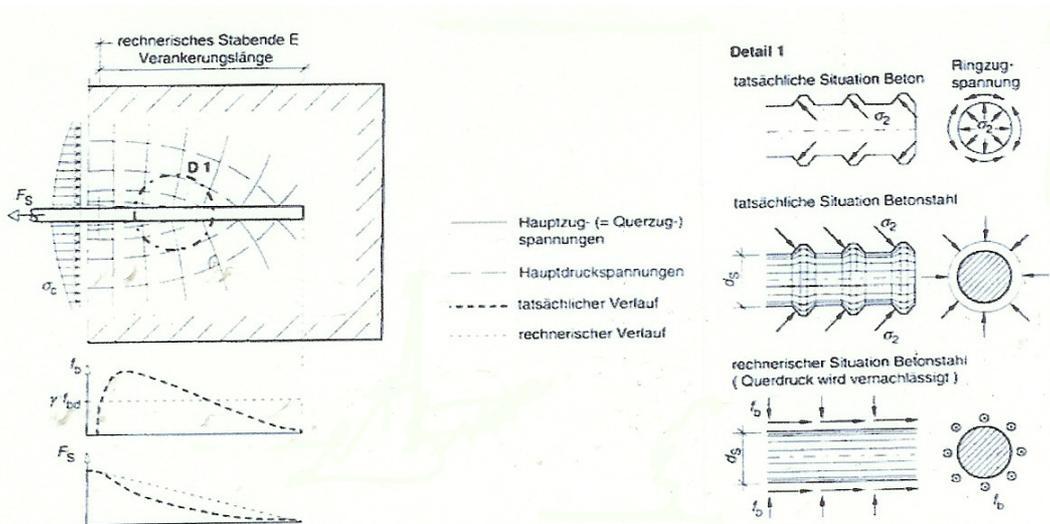


Abb. 2.B.8 Ausziehversuch zur Bestimmung der rechnerischen Verbundspannung (Prof. Baumgart, TU Darmstadt)

Es handelt sich hierbei um einen Scherverbund, d.h. man charakterisiert die Verbundgüte über den Zusammenhang zwischen lokaler Schubspannung und dem entstehenden Schlupf. Dieser Zusammenhang wird durch Messungen bei einem Ausziehversuch festgelegt für einen maximalen Schlupf von z.B. 0,1 mm. Das Resultat ist eine zulässige Verbundspannung, die in DIN 1045-1, bzw. SIA Normen festgelegt sind:

Spalte	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
	Charakteristische Betondruckfestigkeit f_{ck} in N/mm ²														
	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	100
f_{bd} in N/mm ²	1,6	2,0	2,3	2,7	3,0	3,4	3,7	4,0	4,3	4,4	4,5	4,7	4,8	4,9	4,9

Tabelle 1 Verbundspannungen

Bemessungswerte der Verbundspannung f_{bd} für Betonstahl bei guten Verbundbedingungen und Durchmesser die kleiner als 32 mm sind.

Diese Verbundspannung wird durch verschiedene Faktoren beeinflusst:

- Stahlgüte und Rippenausbildung des Stahls
- Betongüte und Betonzusammensetzung
- Betonüberdeckung
- Stabdurchmesser

Lage des Stabes beim Betonieren (Verbundbereich: I = gut, II = schlecht) Verbundbereich II: f_{bd} um 30 % reduzieren.

Als Beispiel kann die Ermittlung des Grundmasses der Verankerungslänge l_b eines Stabes für eine bestimmte Kraft werden

Gleichgewicht in horizontaler Richtung :

Einsetzen folgender Werte ergibt l_b :

Grundmass der Verankerungslänge l_b :

$$\sum H = 0: \quad F_s = f_{bd} \cdot u_s \cdot l_b$$

$$u_s = \pi \cdot d_s \quad F_s = f_{yd} \cdot A_s \quad A_s = \pi \cdot \frac{d_s^2}{4}$$

$$l_b = \frac{f_{yd} \cdot d_s}{f_{bd} \cdot 4}$$

3 Externe Vorspannung

3.1 Definition von Vorspannung

Vorspannung ist die Zustandsgrösse, die (Leonhardt et. al.) gezielt erzeugt und kontrolliert wird, und die schwach streut. Sie ist aus der Differenz der Zustandsgrösse unmittelbar vor und der Zustandsgrösse unmittelbar nach dem Aufbringen der gezielt erzeugten und kontrollierten Verformung, bzw. Belastung zu ermitteln.

Die Idee, die zum Spannbeton führte, war in seinen Anfängen, Risse im Beton zu vermeiden um den gesamten Betonquerschnitt für die Lastabtragung durch Biegemomente einsetzen zu können (Bemessung nach Zustand I). Dies meinte man erreicht zu haben, wenn die Vorspannung so gewählt wurde, dass im ungünstigsten Belastungsfall entweder keine Zugspannungen im Beton auftraten (= volle Vorspannung) oder die auftretenden Zugspannungen so klein gehalten würden, dass sie unterhalb der Zugfestigkeit des Betons bleiben (= beschränkte Vorspannung).

Der Vorspanngrad [57] kann theoretisch jeden Wert zwischen Vorspanngrad = 0 (schlaff bewehrt) und Vorspanngrad = 1 (voll vorgespannt annehmen .d.h. man kann den gesamten Bereich der teilweisen Vorspannung nützen. Der Anteil der schlaffen Bewehrung wächst mit abnehmendem Vorspanngrad. Die schlaffe Bewehrung verbessert einerseits die Rissverteilung und die Duktilität der Konstruktion andererseits kann aber ein zu hoher Anteil an schlaffer Bewehrung auch konstruktive Probleme herbeiführen.

Bei den meisten Bauverfahren ist zudem im Bereich der Koppelfugen eine Vorspannung erforderlich.

Auch die Tatsache, dass die Kurz- und Langzeitverformungen mit abnehmendem Vorspanngrad grösser werden spricht letztlich gegen die Anwendung zu kleiner Vorspanngradwerte.

Ein gutes Gebrauchsverhalten ist zu erwarten, wenn man den Vorspanngrad derart festlegt, dass die Spannglieder die ständige Last auch ohne schlaffe Bewehrung tragen können.

Vorspannen bedeutet Zusammendrücken des Betons. Druck entsteht nur dort, wo Verkürzung möglich ist. Es ist von grösster Bedeutung, dass sich das Bauwerk in der Spannrichtung verkürzen kann.

Die ältesten Patente auf Spannbeton sind über 70 Jahre alt und längst abgelaufen.

Die Spannbetonbauweise mit seiner bereits langen Geschichte ist jedoch hauptsächlich durch die Vorspannung mit Verbund geprägt. Die erste in Deutschland erstellte Spannbetonbrücke steht in Aue/Sachsen, wurde von F. Dischinger entworfen und wurde mit externen Spanngliedern vorgespannt. Die verbundlose Vorspannung konnte sich aber in den folgenden über 60 Jahren weder in Deutschland noch im übrigen Europa richtig durchsetzen.

Die Bauweise mit extern geführten Spannkabeln ist dadurch gekennzeichnet, dass

innerhalb des kastenförmig ausgebildeten Brückentragwerkes vorgespannte Spannglieder mit einer Spannkraft von zwischen 2500 KN und 3000 KN ausserhalb des Betonquerschnittes angeordnet sind. Die über die Kabellänge konstante Spannkraft ist exakt realisierbar. Diese Art von Kabelführung eignet sich für gerade wie auch für leicht gekrümmte Tragwerke. Bei Vorspannung ohne Verbund sind die Spannglieder nur bei den Anfangs und Endverankerungen bzw. bei den Verankerungsstellen im Feldbereich fest [59]. Die Spannglieder sind bei den Verankerungen und bei den Abspannstellen im Feld fest (in Spannrichtung unverschieblich), mit dem eigentlichen Konstruktionsbeton verbunden.

In den übrigen Bereichen sind sie in Bezug auf den Konstruktionsbeton längs verschieblich. Die Richtungsänderungen freiliegender Spannglieder erfolgen über so genannte Umlenksättel mit unverschieblicher oder verschieblicher Lagerung des Spannkabels auf dem Sattel. Da die Spannglieder ausserhalb des Betons verlaufen, wird das Betonieren der Stege wesentlich erleichtert. Es sind schmalere Stege und somit leichtere Tragwerke möglich.

Externe Vorspannung erwies sich auch bei Brücken aus vorgefertigten Querschnittssegmenten als vorteilhaft. Hier entfiel einerseits die im Hinblick auf die Segmentfugen äusserst heikle Injektionsarbeit und andererseits konnte wegen der kleineren Stegstärken das Montagegewicht der Brückenelemente wie bei Ortbetonbrücken beachtlich reduziert werden.

Die Spannglieder sind keinen Umwelteinflüssen ausgesetzt und können jederzeit kontrolliert, nötigenfalls nachgespannt, gegebenenfalls auch ohne Behinderung des Verkehrs ausgetauscht werden. Die bekannten Probleme bei Vorspannung mit Verbund, wie undichte Hüllrohre und somit unvollständig injizierte Spannkabelkanäle, Korrosion an den Spannstäben, nicht Erreichen der erforderlichen Spannkraft, ineffiziente und unbefriedigende Kontrollmöglichkeiten der Spannglieder usw. können praktisch ausschliesslich eliminiert werden.

Für Brücken mit externen Spanngliedern können heute zwei Konzepte angewendet werden.

Bei einem Konzept werden die Spannglieder durch Umlenkstellen polygonal geführt, so dass sich eine Momentenlinie in Folge der Vorspannung ergibt, welche der äusseren Einwirkungen entgegen wirken kann.

Beim anderen Konzept werden die Spannglieder geradlinig geführt. Dieses Konzept kann wiederum in zwei Varianten zur Ausführung kommen.

Bei der ersten Variante kommt eine ausschliesslich zentrische Vorspannung zum tragen. Bei der zweiten Variante werden ein Teil der Spannglieder exzentrisch geführt, wobei bei Mehrfeldsystemen die Lage der Resultierenden der Vorspannung zwischen Querschotten umgesetzt wird, wodurch sich für den Bemessungspunkt ein günstiger Momentenverlauf durch die Vorspannung ergibt.

Bei der umgelenkten Spanngliedführung ergibt sich der Vorteil dass ein geringerer Spannstahlbedarf notwendig wird.

3.2 Grundsätzliche Überlegungen zur externen Vorspannung

Die Anwendung von externen Spanngliedern führt auch zu einer veränderten Spannbetonideologie [59]. Es handelt sich um einen Stahlbeton, dem von aussen eine Druckkraft überlagert wird. Daraus verändern sich auch die Entwurfsgrundlagen. Allgemein kann festgestellt werden dass die Herstellung der Brücken mit externen Spanngliedern einen höheren Aufwand bei der Ausführungsplanung der Arbeitsvorbereitung und der Bausführung bedingen, als dies bei konventionell erstellten Brücken der Fall ist. Dafür erhält der Bauherr aber eine Reihe von Vorteilen, zum Beispiel:

- Risse können wie beim "normalen Stahlbeton" zugelassen werden, wodurch sich plastische Gelenke ausbilden dürfen und die Unempfindlichkeit eines Stahlbetontragwerkes erreicht werden kann.
- Ein plötzliches, unvorhersehbares Versagen des Tragwerkes kann nicht mehr eintreten.
- Für die externen Spannglieder ergeben sich beim Vorspannen nur geringe Reibungsverluste und die fehleranfällige, für den Verbund erforderliche Injektion der Spannglieder auf der Baustelle entfällt.
- Der Einsatz von im Werk hergestellten, kompletten Spanngliedern trägt dazu bei, grobe Baufehler zu vermeiden und ermöglicht, die Vorspannarbeiten auch im Winter durchzuführen.
- Die Stege sind frei von Spanngliedern.
- Klare Reibungsverhältnisse bei den Umlenkstellen.
- Die Spannglieder können mit hochwertigem Korrosionsschutz auf der gesamten Länge versehen werden.
- Höhere Vorspannung 0.7 Bz.
- Die Spannglieder können nachgespannt und gegebenenfalls ausgetauscht werden.
- Geringe Ermüdungsbeanspruchung aus Verkehr.
- Vermeiden die mit der Herstellung des nachträglichen Verbundes durch die Injektionsarbeiten verbundenen Risiken.
- Bessere Handhabung und Anpassung der Spannglieder an die Verhältnisse des Bauverfahrens und des Baubetriebes.
- Der höhere Anteil an schlaffer Bewehrung reduziert die Rissbreiten, führt zu einer generellen Verbesserung des Rissverhaltens und erhöht die Duktilität.

Demgegenüber stehen nach heutigem Wissen folgende Nachteile:

- Die ausgehend von der Initialspannung mit 0.7 bzw. nur um etwa 10% ansteigende Stahlspannung der Vorspannkabel im Bruchzustand und der deshalb notwendige höhere Anteil an Betonstahlbewehrung.
- Die höhere Bewehrungsgehalt hat allerdings auch den Vorteil, dass im Gebrauchszustand geringere Rissbreiten resultieren und deshalb eine Reduktion des Vorspanngrades auf Dekompression unter Verkehrslast von $p/3$ bei Einhaltung einer rechnerischen Rissbreite von 0.2 mm ermöglicht wird.
- Der kleinere Hebelarm der inneren Kräfte führt zu einem höheren Spannstahlbedarf, der jedoch durch die höhere zulässige Stahlspannung von 0.7 bzw. als Folge der fehlenden Ermüdungsbeanspruchung weitgehend kompensiert wird.

Daraus ergeben sich folgende Konsequenzen:

- Ermittlung der Gebrauchsspannungen am gesamten Querschnitt, Rissprobleme und die Stahlkorrosion müssen wegen fehlender Risse nicht berücksichtigt werden.
- Ermüdung der Stähle spielte keine Rolle, da die Schwingbreiten sich mit Werten ergaben, die unter der Ermüdungsfestigkeit des Stahles blieben.

3.3 Probleme bei Vorspannung ohne Verbund

Die Vorspannung ohne Verbund weist gegenüber der Vorspannung mit Verbund ein anderes Trag- und Verformungsverhalten auf. Es ist daher erwünscht, durch wirklichkeitsnahe nichtlineare Systemanalysen, entsprechende Berechnungsmodelle bzw. Berechnungsgrundsätze für die Praxis zu erhalten.

Bei Vorspannung ohne Verbund ist die Berechnung des Kraftzuwachses in den Spanngliedern bis zum Erreichen des Bruchzustandes nicht unproblematisch.

Bruchversuche an verschiedenen Forschungsstätten haben gezeigt, dass auch bei unkritischem Bewehrungsgehalt, also duktilem Querschnitt, die Fließgrenze im Spannstahl nicht immer erreicht wurde. Die Normvorschriften bezüglich des Biegegewiderstandes bei verbundfreier Vorspannung sind im Allgemeinen sehr konservativ ausgelegt. Das heisst, dass bei der Ermittlung des Querschnittswiderstandes sehr wenig oder kein Kraftzuwachs im Spannstahl erwünscht ist.

Die Berechnung des Kraftzuwachses [57] erfolgt bis heute teilweise noch mit empirischen Formeln. Immer häufiger werden heute nichtlineare Programme angewendet, weil sie den durch Tragwerksverformung verursachten Spannungszuwachs in den verbundfreien Spanngliedern zu berechnen gestatten.

3.4 Statische Probleme

In statischer (Menn) Hinsicht verhält sich der verbundfreie Spannstahl grundsätzlich anders als Spannstahl in Verbund. Während bei Spannstahl in Verbund [59] die Stahldehnungen bzw. die Stahl-Spannungen aufgrund des Ebenbleibens des Querschnittes direkt aus der Dehnungsebene im untersuchten Schnitt ermittelt werden. Dies ist bei verbundfreiem Spannstahl nicht zulässig. Die Stahldehnung kann wesentlich von der fiktiven Betondehnung (auf Spannstahlhöhe) abweichen, gemäss der Dehnungsebene des Querschnittes.

Vor allem ist die Stahldehnung im höchstbeanspruchten Betonquerschnitt unter Umständen bedeutend kleiner als die entsprechende Betondehnung.

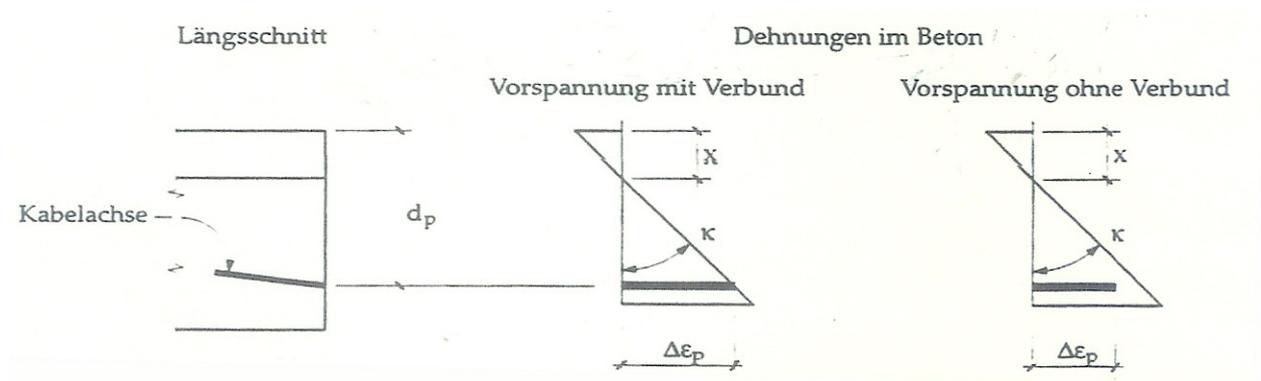


Abb.: 3.B.1 Ebenbleiben des Querschnittes und Vorspannung ohne Verbund

Bei Vorspannung mit Verbund wie auch bei Vorspannung ohne Verbund werden die inneren Stahl- und Betonkräfte im Gebrauchs- wie im Bruchzustand aus einem passenden zulässigen Dehnungszustand ermittelt.

Die Abb. 3.B.1 zeigt die bei Vorspannung ohne Verbund allgemein üblichen Begrenzungen der Dehnungszustände

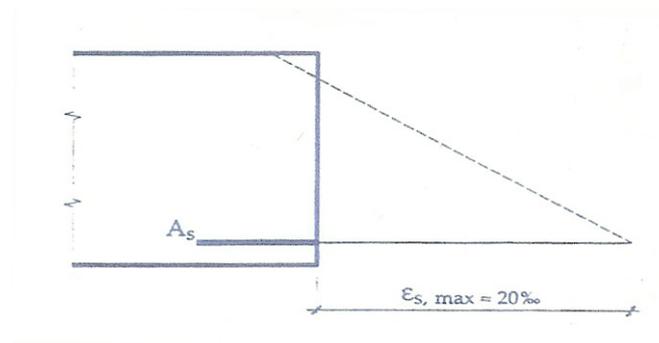


Abb 3.B.2 Dehnungsbegrenzung

Bei Vorspannung mit Verbund wird der Dehnungszustand in den zulässigen Grenzen so lange variiert, bis die inneren Kräfte den Schnittkräften entsprechen. Bei der Theorie I Ordnung hat die Tragwerksverformung keinen Einfluss auf die inneren Kräfte. Der Biege­widerstand kann z.B. direkt aus den Querschnittswerten ermittelt werden.

Bei Vorspannung ohne Verbund muss in den Gleichgewichtsbedingungen zwischen den inneren Kräften und den Schnittkräften auch die Kraft im verbundfreien Spann­stahl berücksichtigt werden.

Diese Kraft muss aus der Längenänderung des Spann­stahls infolge der Tragwerks­verformung zwischen den beidseits des betrachteten Schnittes liegenden (unver­schieblichen) Verbundstellen von Beton und Spann­stahl berechnet werden. Die Tragwerks­verformung und die sich daraus ergebende Spann­stahlverlängerung werden dabei aus den Schnittkraftverlauf entsprechenden Dehnungszuständen im betreffenden Tragwerksabschnitt ermittelt.

Die inneren Kräfte lassen sich nicht aus dem Dehnungszustand im betrachteten Schnitt allein ermitteln. Die Kraft im verbundfreien Spann­stahl ist von der Tragwerks­verformung abhängig, und unter Umständen kann auch die statische Höhe des Spann­stahls von der Tragwerks­verformung beeinflusst werden.

Dementsprechend sind Widerstände, z.B. Zuwachs des Biege­widerstandes infolge der Tragwerks­verformung, nicht nur von den Querschnittswerten, sondern auch vom Ort der Verbundstellen dem Kabelverlauf und von der Lastanordnung abhängig.

3.5 Konstruktive Probleme

In konstruktiver Hinsicht sind vor allem folgende Punkte zu beachten:

- Querschnittsaufbau der externen Spannglieder
- Ausbildung der Verankerungszonen
- Einleitung der Spannkraft in den Betonquerschnitt bei den Feldlisenen
- Ausbildung der Umlenksättel
- Reibung auf den Umlenksätteln
- Schutz der Spannglieder gegen aussergewöhnliche Einwirkungen

Dem Querschnittsaufbau der Spannglieder und der Ausbildung der Lisenen und Ab­spannstellen ist in besonderem Masse Beachtung zu schenken.

Die Verankerungszonen, Ab­spannstellen und Umlenkkörper (Feldlisenen) müssen auf Grund von statisch sinnvollen und zulässigen Fachwerkmodellen konzipiert werden. Die Zugbänder müssen eine ausreichende Verankerung aufweisen, die Ab­stützung der Druckstreben muss gewährleistet sein.

3.6 Krafteinleitung an Umlenkstrukturen

Die externe Vorspannung erfordert entsprechende Umlenkstellen, so genannte Feldlisenen.

Im Sinne von Gewichtsreduktion sollen diese Feldlisenen möglichst schlank und Platz sparend ausgeführt werden.

Eine sorgfältige Bemessung und Konstruktion von Verankerungs- und Umlenkstellen sind die Voraussetzung für sichere und dauerhafte Brückenbauwerke mit externer Vorspannung. Die Geometrie und die statische Berechnung der gewählten Umlenkstruktur müssen entsprechend gewichtet werden. Diese Umlenkstrukturen werden nach Ingenieurmodellen vom Brückeningenieur entworfen. Ein grundlegendes Problem bei der Verankerung externer Spannglieder ergibt sich daraus, dass örtlich sehr grosse Spannkraft in den Hohlkasten eingeleitet werden müssen. Durch die Exzentrizität der Spannkraft zur Ebene der anschliessenden Bauteile entstehen grosse Momente, welche örtlich zu grossen Verformungen und somit zu Rissbildungen führen können. Diese Risse können nur durch einen entsprechend hohen Bewehrungsgrad in den Grenzen der zul. Normen gehalten werden.

Über das der Wirklichkeit entsprechende lokale Tragverhalten und die Bemessung der Umlenkstrukturen liegen bis heute allerdings nur wenige wissenschaftliche Erkenntnisse vor. (Wird in Kapitel 4 und 10 näher betrachtet.)

3.7 Zulassungen

In Deutschland dürfen nur Spannverfahren angewendet werden, die eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung bzw. eine europäische technische Zulassung haben.

Zurzeit sind in Deutschland folgende Spannverfahren zugelassen.

- Bilfinger + Berger Vorspanntechnik GmbH, B + B-Typ EMR
- Dyckerhoff & Widmann AG, Litzenspannverfahren
- Dyckerhoff & Widmann AG, Litzenspannverfahren Dywidag Typ Mc
- VBF Ratingen GmbH, Litzenspannverfahren VBF-CMMD
- Vorspann-Technik GmbH, Litzenspannverfahren VT-CMM D
- Suspa Spannbeton GmbH, SUSPA Draht EX

In der Schweiz sind die oben genannten Firmen und Spannverfahren ebenfalls zugelassen.

In der Schweiz hauptsächlich auf dem Markt sind die Firmen:

- VSL Spanntechnik in Lyssach Bern, System VSL
- Freyssinet SA Vorspanntechnik in Moudon VD, System Freyssinet
- Stahlton AVT AG, Zürich
- Spannstahl AG, System Dywidag, Hinwil ZH

Im Allgemeinen sollte die zulässige Spannkraft eines Spanngliedes ca. 3 MN nicht überschreiten [29]. Die Gesamtlänge eines Spanngliedes zwischen den Abspannstellen sollte nicht grösser als ca. 200 m sein.

3.8 Bauweisen

In Deutschland wurde im Jahre 1999 mit der Einführung der Richtlinie für Betonbrücken mit externen Spanngliedern die Bauweise neu belebt [9]. Externe Spannglieder wurden bei Kastenquerschnitten zur Regelbauweise erklärt.

Anstelle der Vorspannung im Verbund werden extern geführte Spannglieder verwendet.

Die Richtlinie für Betonbrücken mit externen Spanngliedern in Deutschland [9] unterscheidet zwischen den Regelbauweisen

- Vorspannung mit nur externen Spanngliedern

und

- Mischbauweise, bei welcher der Anteil der mit externen Spanngliedern erzeugten Vorspannkraft im Endzustand in jedem Überbauquerschnitt im Minimum 20% der gesamten Vorspannkraft betragen muss.

Für den Fall dass eine Quervorspannung der Fahrbahnplatte erforderlich ist, sind hierfür verbundlose und austauschbare Spannglieder zu anzuwenden.

In Deutschland beträgt der Anteil an Betonbrücken in der Bauweise

- mit ausschliesslich externen Spanngliedern ca. 30 %
- in Mischbauweise ca. 70 %

3.9 Bauverfahren

Sowohl für die Mischbauweise wie auch für die Bauweise mit ausschliesslich extern geführten Spanngliedern kommen alle üblichen Bauverfahren wie:

- Herstellung des Überbaus auf Lehrgerüst
- Herstellung des Überbaus im Freivorbau
- Herstellung des Überbaus im Taktschiebeverfahren
- Herstellung des Überbaus auf Vorschubgerüst

In der Schweiz liegt der Anteil der neu gebauten Stahlbetonbrücken mit extern geführten Spanngliedern bei weniger als 1 %.

3.10 Anwendung der externen Vorspannung bei der Bauwerkserhaltung und bei nachträglichen Verstärkungsmassnahmen

Die externe Vorspannung wird heute vermehrt und sehr effizient bei der Instandstellung bestehender Betontragwerke verwendet [38], [51]. Es kann sich dabei um Verstärkungen (Wiederherstellung oder Erhöhung der Tragsicherheit), um Aus- oder Umbauarbeiten von Brückenüberbauten) oder gegebenenfalls auch um Deformationskorrekturen (Reduktion von Einsenkungen z.B. durch E-Modul Verlust, oder Rissen) handeln.

Bei Brückenverstärkungen [38] kann auch die Option sinnvoll sein, die Zugfestigkeit der externen Spannglieder bzw. den Spannungszuwachs infolge der Tragwerksverformung im Bruchzustand des Tragwerks grösst möglich auszunützen.

Wenn externe Spannglieder zur Verstärkung in bestehende Tragwerke eingebaut werden, so muss die erforderliche Verbundfestigkeit von altem und neuem Beton nachgewiesen werden.

Dies bedingt jedoch insbesondere bei Kabeln über mehrere Felder geeignete konstruktive Massnahmen wie (feste) Verbundstellen zwischen Spannstahl und Beton vorzusehen, allerdings mit dem Nachteil, dass die Spannglieder nicht mehr nachgespannt werden können.

Bei Deformationskorrekturen ist die Tragsicherheit in den meisten Fällen bereits mit der vorhandenen Bewehrung und der initialen Vorspannung der zusätzlichen externen Spannglieder gewährleistet. In diesem Fall ist es fast zwingend angebracht die Spannglieder nachspannbar auszubilden.

Spannkraftverluste infolge Schwinden, Kriechen, und Relaxation können durch Nachspannen wirksam kompensiert werden.

Eine Vielzahl von Spannbetonbrücken in Deutschland und der Schweiz wurden in den Jahren zwischen 1965 und 1985 erstellt. Durch die in den 80er-Jahren ange-

strengsten Bauwerksuntersuchungen bei intensiv befahrenen Brücken stellte man immer wieder Risse in den Überbauten fest.

Vor allem betroffen sind Hohlkastenbrücken. Einige dieser Brücken mussten auch in der Schweiz schon abgebrochen und durch neue Tragwerke ersetzt werden. z.B. die Trägerrostfertigteilterbrücke „Intschi“ (Brücke an der Gotthard-Autobahn bei Amsteg im Kanton Uri).

Die genaue Beurteilung der Dauerhaftigkeit von älteren vorgespannten Spannbetonbrücken führte zur Erkenntnis, dass die wesentlichen Ursachen der Rissbildungen auf ungenaue Lastannahmen sowie Ungenauigkeiten in den statischen Berechnungen zurück zu führen sind.

Vor allem der damals in der Regel ungenügend berücksichtigte Lastfall Temperatur bringt für den Überbau zusätzliche Einwirkungen, die ähnlich gross sind wie der Lastfall aus Verkehr und die Betonzugfestigkeit voll in Anspruch nehmen können.

Es zeigte sich, dass nach heutigen Massstäben [38] bei vielen älteren Brücken eine nicht hinreichende Vorspannung eingebaut wurde. Diese Brücken haben nur eine Gesamtvorspannkraft ca. 2.5 bis 3.0 MN je m² Überbauquerschnittsfläche. Vergleichbare Brücken von heute haben demgegenüber mindestens eine Gesamtvorspannkraft von 4 MN je m² Überbauquerschnittsfläche. Aufgrund der nicht hinreichenden Vorspannung treten bei älteren Brücken deshalb auf der gesamten Überbaulänge unvorhergesehene Betonzugspannungen auf, die das Aufreißen des Querschnitts zur Folge haben.

Ein beachtlicher Teil dieser Risse treten bei den Schwachstellen des Überbaus den Arbeitsfugen (reduzierte Betonzugfestigkeit infolge unzureichender Arbeitsfugenverzahnung, sowie infolge Kriechen und Schwinden und Abfliessen von Hydratationswärme benachbarter Bauabschnitte) auf. Häufig haben diese Brücken auch Feldrisse. Bei diesen älteren Brücken fehlt es auch an genügender schlaffer Betonstahlbewehrung, so dass die unliebsamen Rissbildungen gravierende Folgen haben. Die vor der Rissbildung vom Beton übertragenden Zugkräfte müssen nach der Rissbildung zum grössten Teil von den Längsspanngliedern übernommen werden. Dadurch werden diese Spannglieder zusatzbelastet bzw. überbelastet und in der Folge stellen sich unkontrollierte Rissbreiten an den Überbauten ein. Es entsteht ein Dauerhaftigkeitsproblem [38], [7] für die Spannglieder und die schlaffe Bewehrung, weil der Korrosionsschutz nicht mehr ausreichend gewährleistet ist. Im Weiteren entsteht ein Tragsicherheitsproblem, weil unter den einwirkenden Verkehrslasten die Schwingbreiten in den Spanngliedern die zulässigen Werte überschreiten und die Gefahr eines Ermüdungsbruches nicht ausgeschlossen werden kann.

Der Mangel an fehlender Vorspannung sollte im Sinne eines teilweise vorgespannten Tragwerks durch die ermittelte notwendige Zusatzvorspannung kompensiert werden.

Für die notwendig aufzubringende Verstärkungsvorspannung wären prinzipiell auch Spannglieder mit nachträglichem [38] Verbund denkbar. Für die Übertragung der Spannkkräfte auf den bestehenden Überbau sowie Korrosionsschutz werden aber aufwendige Querschnittsergänzungen des Überbaus über die ganze Spanngliedlänge notwendig, was mit erheblichen Kosten verbunden ist und nur des Verbundes wegen nicht gerechtfertigt werden kann.

Es ist in solchen Fällen deshalb wirtschaftlicher und ausführungstechnisch sicherer, auf eine Verbundwirkung der Spannglieder zu verzichten und externe Spannglieder einzusetzen.

Bei einer Nachrüstung mit externen Spanngliedern, kann die Biegetragfähigkeit [7] und die Bruchsicherheit um ca. 50 % gesteigert werden. Hinsichtlich der Schubtragfähigkeit ist eine Steigerung kaum möglich, weil die Schubbewehrung in den Stegen für die durch die Verstärkung erhöhte Beanspruchung nicht ausreichend ist. Es ist deshalb zu empfehlen neue Brückenbauwerke umfassend für konkrete Belastungsanforderungen auszulegen, werden Zusatzmassnahmen vorgesehen so soll darauf geachtet werden dass die Schubbewehrung in den Stegen entsprechend der künftigen Belastungen berücksichtigt wird.

Die nachträgliche Ergänzung der Vorspannung bei älteren Spannbetonbrücken sollte zwei Ziele verfolgen:

- die Wiederherstellung der Tragsicherheit
- die Wiederherstellung der Dauerhaftigkeit

Diese Brücken haben eine Restnutzungsdauer von ca. weiteren 50 Jahren und befinden sich in Strecken von Autobahnen mit sehr hohem Verkehrsaufkommen, so dass Nutzungseinschränkungen massivste Behinderungen des Verkehrsflusses zur Folge hätten. Es muss deshalb wenn sich aufgrund einer Bauwerksprüfung herausstellt, dass eine Verstärkung des Überbaus notwendig wird, zwingend darauf geachtet werden, dass die Ausführung einer Verstärkungs- und Sanierungsmassnahme durchgreifend und dauerhaft erfolgen kann.

3.10.1 Bemessung der externen Verstärkungsvorspannung

Zur gänzlichen Wiederherstellung [38] der Tragsicherheit muss die Gefahr eines Ermüdungsversagens der vorhandenen Spannglieder abgewendet werden können. Die Schwingbreite der bestehenden Spannglieder muss durch eine hinreichend dimensionierte Zusatzvorspannung auf zulässige Werte reduziert werden.

Damit die Dauerhaftigkeit wieder hergestellt werden kann ist es wichtig primär den Korrosionsschutz der Bewehrung sicher zu stellen.

Dies kann mit der Verstärkungsvorspannung durch dauerhaftes Überdrücken der Risse oder alternativ auch durch Abdichten derselben herbeigeführt werden.

Es ist aber empfehlenswert die Verstärkungsvorspannung auch für die dauerhafte Überdrückung der Risse heranzuziehen.

Um dies zu erreichen muss rechnerisch nachgewiesen werden, dass nach aufgebrachteter Zusatzvorspannung keine Betonzugsspannungen aus Längskraft und Biegemoment im Überbau auftreten.

Dies bedingt die massgebende Lastfallkombination so auszulegen, dass sie die ständigen und die häufigen Einwirkungen umfasst.

Es ist empfehlenswert für die häufigen Einwirkungen im Regelfall die halbe Verkehrslast $p/2$ sowie einen linearen Temperaturunterschied von 7 Kelvin für Hohlkastenbrücken zu berücksichtigen.

Bei Brücken mit Plattenquerschnitt sind die Einwirkungen infolge Sonneneinstrahlung etwas grösser. Es sollte dort deshalb mit 10 Kelvin gerechnet werden.

Gegenüber der Forderung der Schwingbreitenreduzierung ergibt sich aus der Forderung des Rissüberbrückens erfahrungsgemäss ein Mehrbedarf an externer Vorspannung in einer Grössenordnung von bis zu 50%. Da die Zwangsschnittgrössen aus Temperaturunterschieden von der Überbausteifigkeit abhängig sind, kann dieser Wert von 50% bei Überbauten mit sehr geringer Schlankheit auch überschritten werden.

3.11 Vermeidung von Fehlern bei der Ausführung von interner und externer Vorspannung

Bei der Spanngliedführung ist darauf zu achten dass für den Fall, dass das Vorhaltemass von $\pm 3^\circ$ nicht ausreichend ist, zusätzlich zum planmässigen Umlenkwinkel ein Vorhaltemass von 3° beidseits der Umlenkung vorgesehen wird, damit beim Austritt aus der Umlenkstelle kein Knick auftreten kann. Ein Knick kann beim Aufbringen der Vorspannkraft oder langfristig infolge Kriechen zu Überbeanspruchungen der Hüllrohre und damit zur Beschädigung des Korrosionsschutzes führen.

Besondere Beachtung ist der Ausbildung der Abspann- und Umlenkstellen (Lisenen) zu schenken, insbesondere bei der Ermittlung der Umlenkwinkel und Vorhaltemasse, sowie der Einhaltung der vorgeschriebenen Mindeststrahlen.

Die Bauweise mit externer Vorspannung ist technisch relativ anspruchsvoll. Sie bedingt, dass bei der Planung und Ausführung alles unternommen werden muss, um kostenintensive Ausführungsfehler zu vermeiden.

3.12 Beispiel eines Vorspannschadens an der Brücke Rütihard (CH), bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund

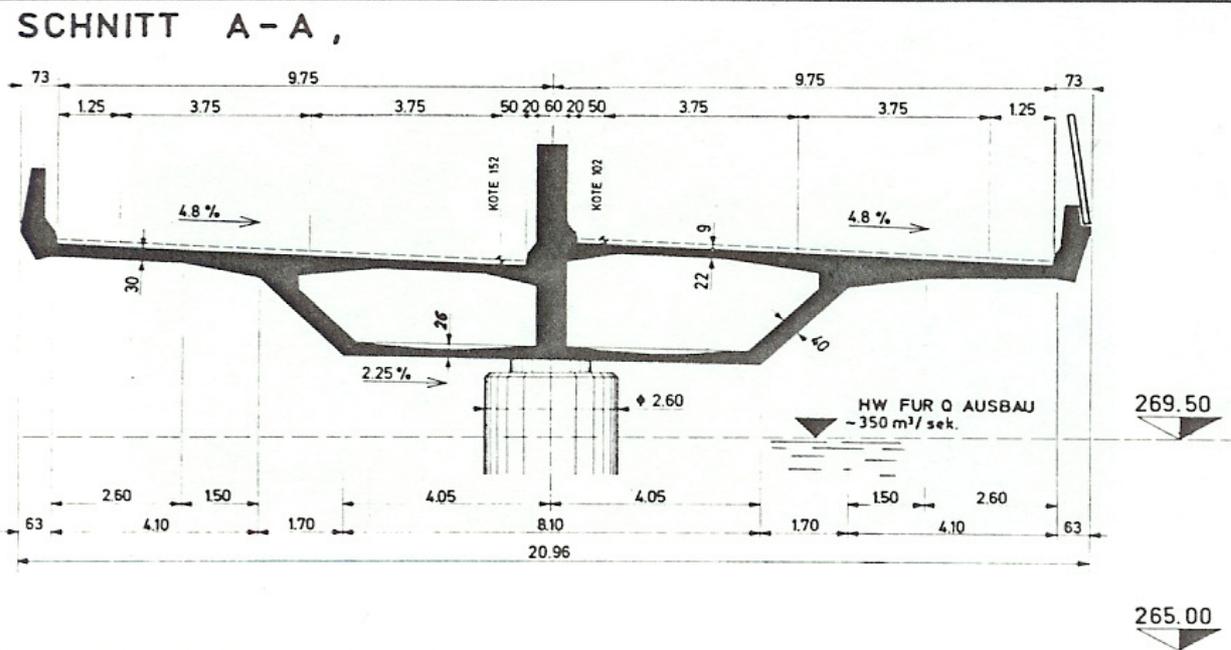


Abb 3.B.3 Querschnitt

3.12.1 Statik Hauptträger

Besonders zu beachten sind die Spreizkräfte im Mittelträger infolge Kabelumlenkung über den Pfeilern. Diese Spreizkräfte führten bei dieser Brücke zu einem unliebsamen Zwischenfall. Da die Querverbügung vergessen ging (siehe Bild 3.B.6), wurden beim Vorspannen der ersten Längskabel, dieselben aus Ihrer Sollage gerissen. Dies führte zum Bruch des Mittelträgers.

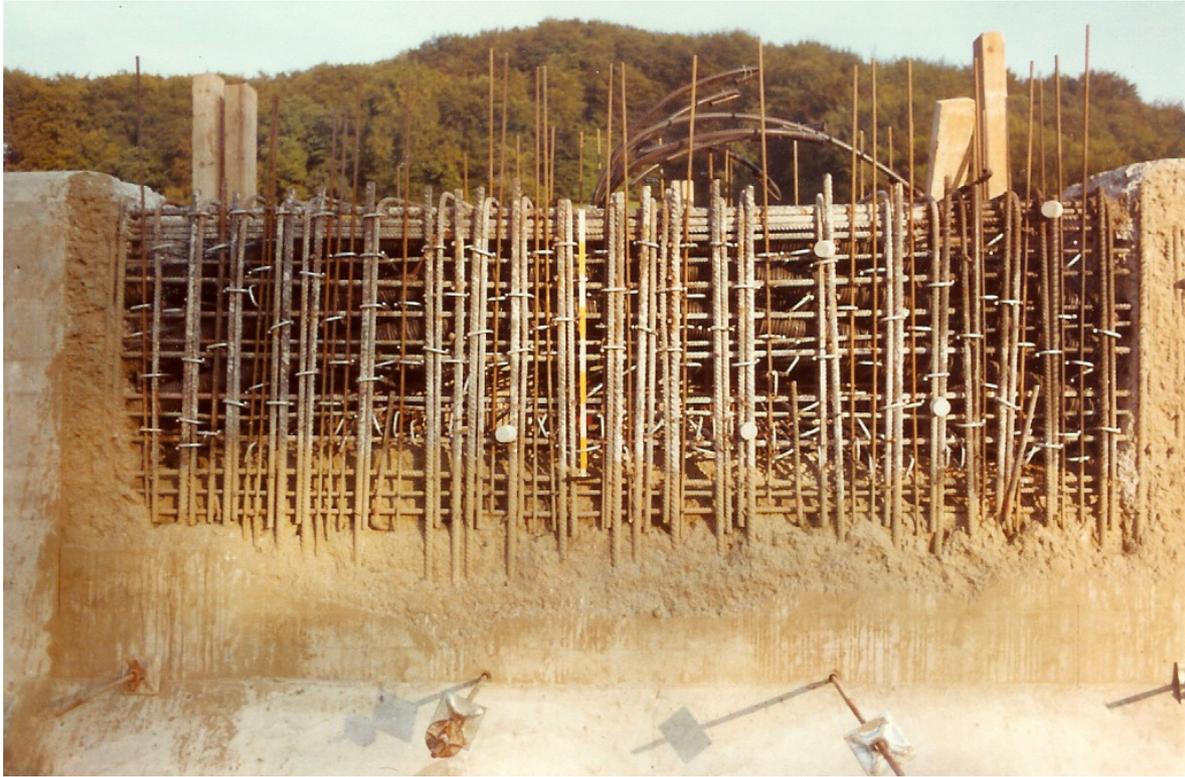


Abb.3.B.4 Ansicht an den Mittelträger über dem Pfeiler



Abb.3.B.5 Freigelegter Mittelträger nach dem Bruch



Abb. 3.B.6 Draufsicht auf den Mittelträger, nachdem die herausgerissenen Längsvorspannungskabel wieder in die gerechnete Lage gebracht waren, sowie die Querverdübelung eingelegt war.

3.12.2 Anmerkung zum Vorspannschaden

Der Mittelträger musste in diesem Bereiche unter Schonung der Hauptarmierung gänzlich abgetragen werden. Nach dem Einbau der Querverbügelung mit jeweils 100 geschlossenen Bügeln $D = 8$ mm konnte der Träger wieder betoniert und vorgespannt werden. Man kann sich leicht vorstellen, was geschehen wäre, wenn vor der Momentenumlagerung die Hilfsstützen entlastet worden wären. Die Bewehrung und die zentrische Vorspannung wären vermutlich im plastischen Bereich beansprucht worden, wodurch die Brücke mit grösster Wahrscheinlichkeit nicht mehr hätte saniert werden können. Dieser unliebsame Vorfall wäre mit der Anwendung von externer Vorspannung mit Sicherheit zu vermeiden gewesen. Der Zwischenfall verursachte hohe Kosten, die nur teilweise einer Versicherung überbunden werden konnten.

Der Verfasser dieser Arbeit war bei diesem Brückenbauwerk verantwortlicher Ingenieur für die Planung der Bauzustände, Taktschiebeverfahren und den Vers Schub selbst.

3.13 Typen von Verankerungskonstruktionen

Bei Verwendung [64] von externen Spanngliedern können vier Ausführungsformen von Verankerungskonstruktionen zur Anwendung kommen.

1. Rahmenartige Konstruktionen, welche über die gesamte Querschnittshöhe reichen und die Bodenplatte, Steg und Fahrbahnplatte miteinander verbinden.
 - Querträger / Querscheibe (a.1)
 - Querrahmen (a.2)
 - Stegscheibe (a.3)

2. Konsolartige Konstruktionen, die in der Ecke von Bodenplatte und Steg angeordnet sind:
 - Eckkonsole / Ecklisene (b.1)
 - Verbundene Eckkonsole(b.2)
 - Eckkonsole mit Stegabstützung (b.3)

3. Konsolen, welche entweder an der Fahrbahnplatte, an den Stegen oder an der Bodenplatte angeordnet sind:
 - Konsole / Lisene (c.1)

4. Trägerartige Konstruktionen, die über die gesamte Hohlkastenbreite reichen und unter der Fahrbahnplatte oder über der Bodenplatte angeordnet sind:
 - Fahrbahnplattenträger (d.1)
 - Bodenplattenträger (d.2)

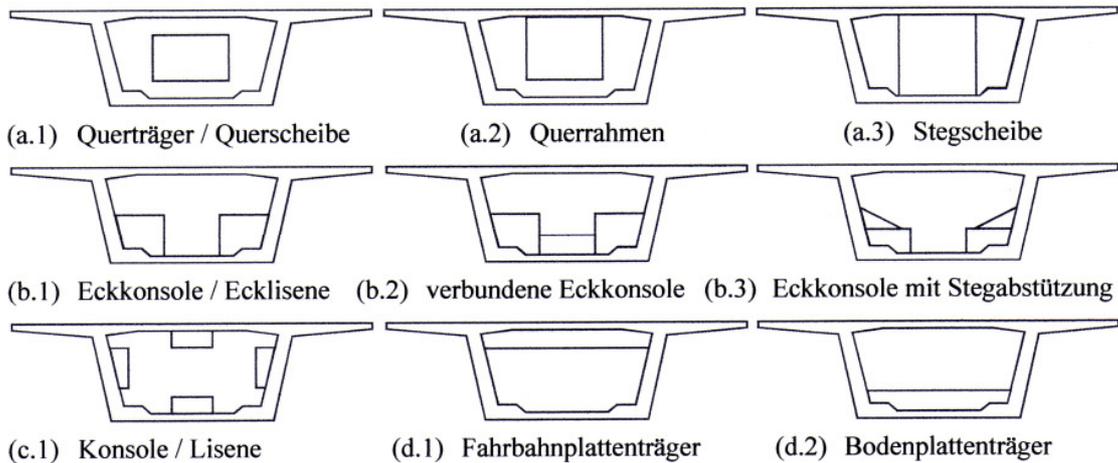


Abb. 3.B.7 Einteilung der Verankerungskonstruktionen

3.14 Ingenieurmodelle in der Praxis

Die Anwendung von extern geführten Spanngliedern erfordert für die Krafteinleitung in den Überbau entsprechende Verankerungsstellen. Die sich auf der praktischen Erfahrung der Planer [10] ergebenden Fachwerksmodelle erfüllen in der Regel das Kräftegleichgewicht und sind daher ausreichend sicher. Die Berechnung dieser Verankerungsstellen erfolgt normalerweise mit Stabwerksmodellen [70] [64], die sich im Wesentlichen am bekannten Tragverhalten herkömmlicher Konsolen orientieren. Da zum Zeitpunkt der wieder Einführung der Externen Vorspannung noch keine systematischen Untersuchungen zur Krafteinleitung bei externer Vorspannung vorlagen, konnte das tatsächliche Tragverhalten nicht hinreichend beschrieben werden. Um unkontrollierte Rissbildungen zu verhindern, wurde zusätzliche konstruktive Bewehrung angeordnet und eine Beschränkung der zulässigen Betonstahlspannung auf $\sigma_s = \beta_s / 2.8$ vorgeschrieben [74].

Die nachfolgende Zusammenstellung von drei Ingenieurmodellen [72] basieren auf der Auswertung der statischen Berechnungen von acht in Deutschland ausgeführten Brückenbauwerken.

3.14.1 Eckkonsolen

a) Bemessungsmodell I

Das Bemessungsmodell I setzt rechnerisch einen Kraftfluss ausschliesslich in die Bodenplatte voraus, dies unabhängig vom Abstand der einzuleitenden Vorspannkraft in Steg und Bodenplatte. Die Konsolbewehrung zur Bodenplatte wird anhand eines zweidimensionalen Konsolmodells bestimmt (Abb. 3.B.8). Eine Konsolbewehrung zum Steg wird nicht berechnet.

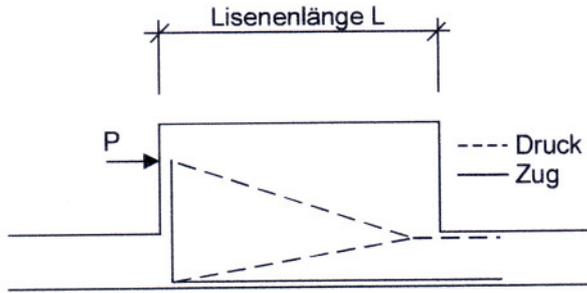


Abb. 3.B.8 Stabwerksmodell zur Lasteinleitung in die Bodenplatte (Bemessungsmodell I)

Die Lage der resultierenden Zugstrebe wird unmittelbar unter der Ankerplatte angesetzt. Die schräge Druckstrebe ergibt sich aus der Länge der Konsole. Die in den ausgewerteten Statiken angesetzten Druckstrebenwinkel lagen meistens unter 20° , mitunter bei weniger als 10° .

Die Momentenbeanspruchung [64] in der Bodenplatte wurde unter Annahme eines vertikalen Ersatzkräftepaars bzw. einer linearen Ersatzspannungsverteilung ermittelt, (Abb. 3.B.9), welche unter Berücksichtigung einer Lastausbreitung als Belastung auf die Bodenplatte angesetzt wird. Die nachfolgende Berechnung des Hohlkastens erfolgt in der Regel an einem durchlaufenden Plattensystem, in dem die Stege in der Ebene der Bodenplatte abgeklappt werden, und die Rahmenecke zwischen Bodenplatte und Steg als Lagerlinie abgebildet wird (Abb. 3.B.10), oder auch direkt an einem dreidimensionalen Hohlkastensystem aus finiten Plattenelementen. Eine Berechnung der Scheibenbeanspruchung der angrenzenden Bauteile sowie eine Überlagerung von Momenten- und Normalkraftbelastung erfolgt nicht. Es wird lediglich eine Rückhängebewehrung für 25% der Vorspannkraft vorgesehen.

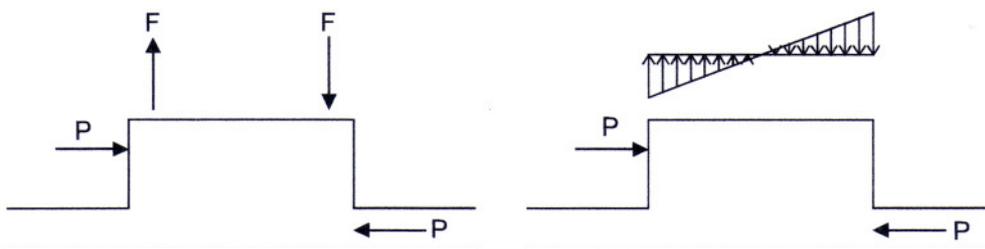


Abb. 3.B.9 Ersatzkräftepaar bzw. Ersatzspannungsverteilung (Bemessungsmodell I)

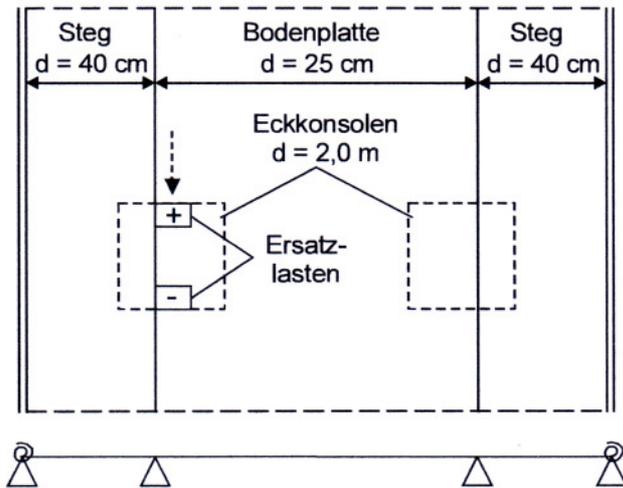


Abb. 3.B.10 Ersatzhohlkastensystem mit abgeklappten Stegen (Bemessungsmodell I)

b) Bemessungsmodell II

Beim Bemessungsmodell II [64] wird eine räumliche Konsolwirkung angenommen, die Lasteinleitung in den Steg wie auch in die Bodenplatte erfolgt über Zugstreben. Die schräge Druckstrebe verläuft vom Lasteinleitungspunkt in die steife Ecke zwischen der Bodenplatte und dem Steg am Konsolenende. Die Druckstrebenneigung hat einen Winkel zwischen 8° und 13° . Die Steifigkeit des umgebenden Hohlkastens wird über ein räumliches Stabwerk abgebildet. (Abb. 3.B.11), um anschliessend aus den Zugstrebenkräften die Konsolbewehrung zu ermitteln. Mit einer Scheibenberechnung wird die Beanspruchung der angrenzenden Bauteile bestimmt. Dazu werden die ermittelten Zugstrebenkräfte auf den Hohlkasten als geschlossenen Rahmen angesetzt (Abb. 3.B.12). Die Weiterleitung der Vorspankräfte in Längsrichtung wird nicht näher untersucht. Zusätzlich wird eine Rückhängebewehrung angeordnet, die für 25 % der Vorspannkraft berechnet wird.

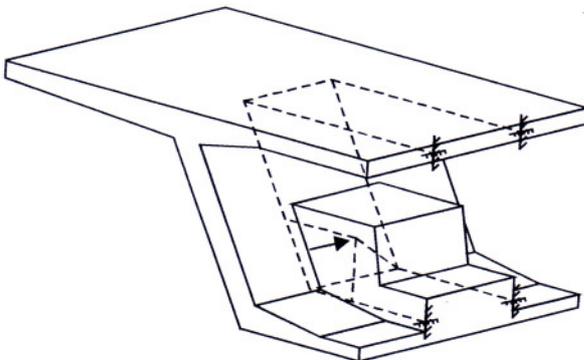


Abb. 3.B.11 Angenommenes Stabwerk bei Bemessungsmodell II (Biegestäbe)

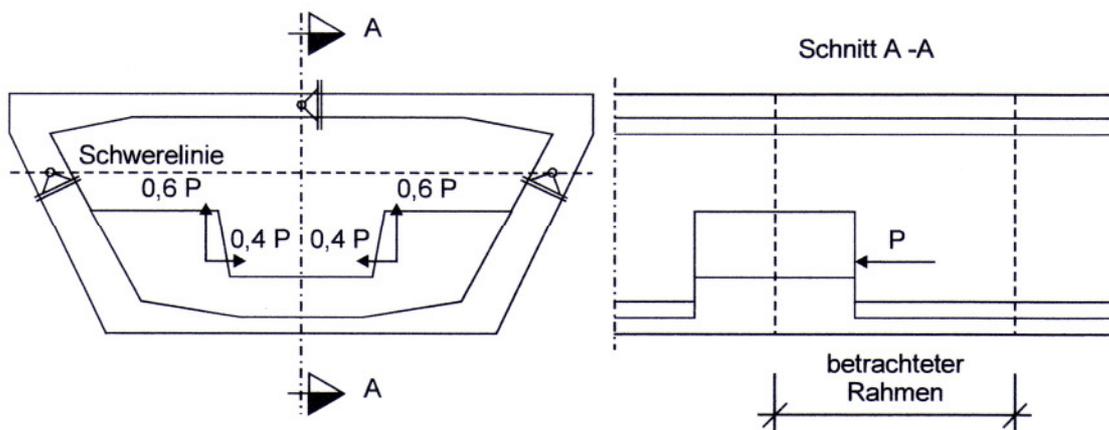


Abb. 3.B.12 Rahmenberechnung (Bemessungsmodell II)

c) Bemessungsmodell III

Beim Bemessungsmodell III [64] wird die Krafteinleitung in Steg und Bodenplatte geteilt betrachtet. Der jeweilige Kraftanteil, der in den Steg bzw. in die Bodenplatte eingeleitet wird, ergibt sich aus einer über die Querschnittshöhe linear angenommenen Spannungsverteilung infolge Vorspannung mit anschließender Spannungsintegration (Abb. 3.B.13). Die in die Fahrbahnplatte eingeleitete Kraft wird nicht ermittelt.

Für die in die Bodenplatte eingeleitete Kraft wird ein einfaches Stabwerkmodell angesetzt, um die Kräfte U_1 und U_2 zu bestimmen (Abb. 3.B.14). Man geht davon aus die Kraft U_1 keine zusätzliche Stabkraft Bewehrung erfordert, da die Kraft über die Scheibenabstützung direkt in den Steg geleitet wird. Die Kraft U_2 wird über die Kragarmwirkung der Konsole ebenfalls in die Scheibenabstützung geleitet und mit U_1 kurz geschlossen (Abb. 3.B.14).

Die dafür notwendige Bewehrung wird auf der Unterseite der Konsole angeordnet und in Schlaufen um das Spannglied geführt (Abb. 3.B.15).

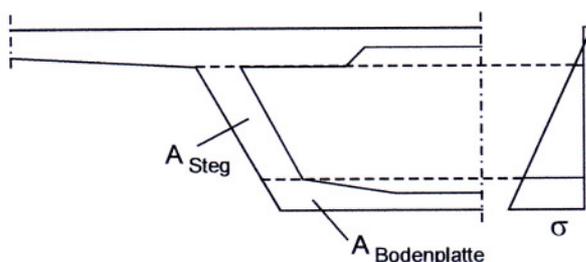


Abb. 3.B.13 Ermittlung der Kraftanteile in Steg und Bodenplatte durch Spannungsintegration (Bemessungsmodell III)

Die Einspannende Wirkung der Bodenplatte wird erfasst, indem in einem zweiten Schritt das in (Abb. 3.B.16) dargestellte Fachwerkmodell berechnet wird. Die sich aus dieser Berechnung ergebende erforderliche Bewehrung wird zusätzlich angeordnet. In einem weiteren Schritt wird die Momentenbeanspruchung des Hohlkastens in Querrichtung durch die Kräfte U_1 und U_2 an einem Ersatzrahmen bestimmt.

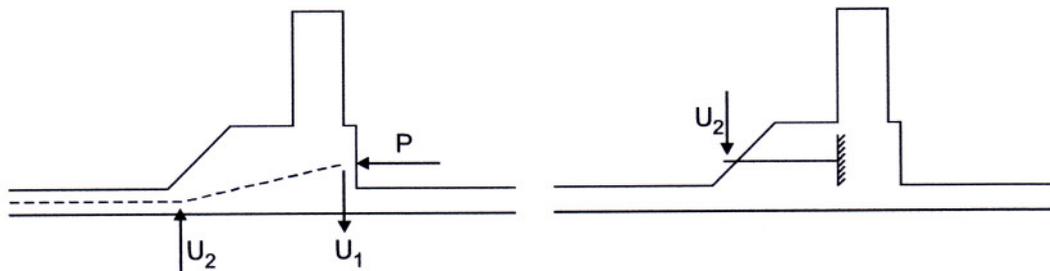


Abb. 3.B.14 Stabwerksmodell zum Lastabtrag in die Bodenplatte

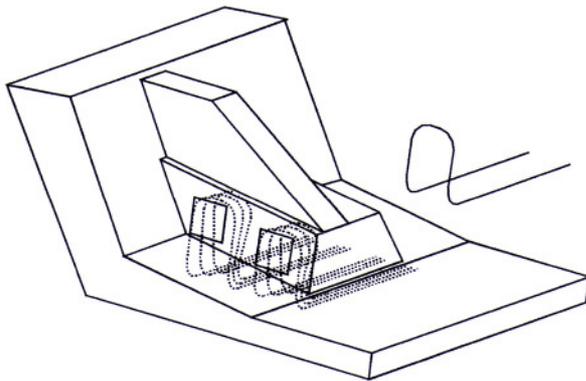


Abb. 3.B.15 Bewehrungsführung (Bemessungsmodell III)

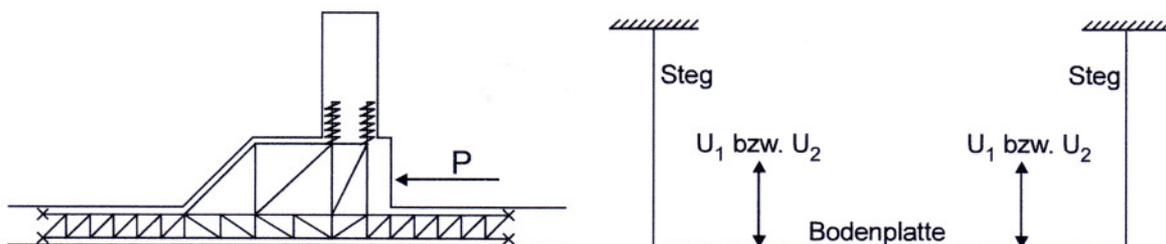


Abb. 3.B.16 Fachwerkmodell und Ersatzrahmen (Bemessungsmodell III)

3.14.2 Querträger, Querrahmen, Stegscheiben

Querträger, Querrahmen und Stegscheiben können entweder im Feld (z.B. Feldquerträger), über den Stützen (z.B. Stützquerträger) oder im Bereich der Widerlager (z.B. Endquerträger) angeordnet werden. Die Auswertung der untersuchten statischen Berechnungen ergab insgesamt vier verschiedene, in der Praxis übliche Bemessungsverfahren für diese Bauteile.

3.14.3 Bewertung der Ingenieurmodelle

Die Auswertung [64] der Ingenieurmode ist in der Tabelle (3.T.1) aufgezeigt. Man kann daraus schliessen dass keines der drei vorgestellten Modelle die Kraftflüsse vollständig und wirklichkeitsnah erfasst. Durch die Annahme von vereinfachenden Tragwirkungen können Verträglichkeitsbedingungen verletzt wie auch unwirtschaftliche Bewehrungsmengen berechnet werden.

	Modell	I	II	III
Berücksichtigung der räumlichen Lastabtragung	-	✓	✓	✓
Realistischer Druckstrebenwinkel	-	o	o	o
Direkte Lastabtragung (kein "Spazierenführen" der Kräfte)	✓	✓	-	-
Einfache Lastabtragung (keine redundante Bemessung)	✓	✓	-	-
Berücksichtigung der Plattenbeanspruchung	✓	o	✓	✓
Berücksichtigung der Scheibenbeanspruchung	-	✓	✓	✓
Anordnung einer Rückhängebewehrung	✓	✓	✓	✓
Berücksichtigung der Lastausbreitung im Hohlkasten	-	-	-	-

Tabelle 3.T.1 Bewertung der Ingenieurmodelle

4 Finite-Elemente-Methode

Die Finite-Element-Methode (FEM) ist ein numerisches Berechnungsverfahren, mit dessen Hilfe örtliche Beanspruchungen (z.B. Spannungen und Verformungen) als Folge einer äußeren Belastung mit großer Genauigkeit ermittelt werden können und das von praktisch allen Strukturen und Konstruktionselementen. Damit wird die FEM das am meisten angewandte numerische Berechnungsverfahren im ingenieurtechnischen Bereich.

Bereits Leonardo da Vinci hatte die Idee, zur Berechnung eines Torbogens diesen in einfache geometrische Grundkörper (heute nennen wir sie finite Elemente) zu zerlegen. Deren Strukturverhalten lässt sich besser beschreiben, als das komplizierter Formen. Bei bekanntem Verhalten der Teilstrukturen erhält man über Kopplungs- und Randbedingungen die Lösung für das Gesamtsystem. Nach diesem Prinzip funktioniert auch die moderne Methode der finiten Elemente. Differentialgleichungen beschreiben das Verhalten von Strukturen unter bestimmten physikalischen Gesichtspunkten (bspw. Verformungsverhalten, Temperaturfeld, magnetisches Feld). Zur Lösung solcher in der Regel sehr komplexen Gleichungen werden Näherungsverfahren verwendet. Diese beruhen darauf, dass für die charakteristischen Größen dieser Differenzialgleichungen, wie Verformung, Temperatur oder magnetisches Potential, Ansatzfunktionen definiert werden, die umso niedriger Ordnung sein können, je einfacher die abzubildende Struktur ist. Daraus leitet sich der Grundgedanke der FEM ab: komplexe Strukturen werden in finite Elemente mit der jeweiligen Ansatzfunktion niedriger Ordnung unterteilt.

Der Lösungsansatz des Gesamtsystems setzt sich dann also aus den Ansätzen der Teilsysteme zusammen. Sie ersetzt jedoch dadurch den praktischen Versuch nicht, vielmehr ergänzt sie ihn, wird durch Versuchsergebnisse verifiziert und hilft, zeitintensive Versuche auf ein notwendiges Mass zu reduzieren. Trotz High-End-Rechentechnik und Last-Update-Software kann das errechnete Ergebnis nur so gut sein, wie die Vorgaben des Ingenieurs. Know-how und Verantwortung des Berechnungsingenieurs liegen nunmehr in der Modellfindung, in der Diskretisierung der Struktur, in der Beachtung des Aufwand-Nutzen-Verhältnisses (Rechenzeit vs. Genauigkeit) sowie in der Verifizierung und Interpretation der Ergebnisse.

4.1 Nichtlinearität

Eine Vielzahl von Ingenieurproblemen zeigt bei einer entsprechenden Belastung ein nichtlineares Verhalten. Eine lineare Betrachtung ist nur in einem eingeschränkten Bereich zulässig. Beispiele für nichtlineares Verhalten sind das Überschreiten von Materialfestigkeiten, das Knicken und das Beulen oder der Kontakt.

Nichtlinearitäten haben verschiedene Ursachen wie:

- Materialnichtlinearität.
- Kein konstantes E-Modul

- Geometrische Nichtlinearität (Theorie II Ordnung). Die geometrischen Nichtlinearitäten können unterteilt werden in Probleme mit grossen Verschiebungen, kleinen Verzerrungen und in Probleme mit grossen Verschiebungen und grossen Verzerrungen.
- Sich ändernde Systemzustände (z.B. Kontakt)
- Bleibende Verformung nach der Belastung

Ein linearer FE Ansatz geht davon aus, dass sich Teile des Gleichungssystems linear verhalten. Für nichtlineare Stoffgesetze, für grosse Verschiebungen und grosse Verzerrungen sind lineare Ansätze nicht oder nur eingeschränkt verwendbar.

Das Gleichgewicht ist bei einer nichtlinearen Berechnung immer am aktuellen (verformten) System zu kontrollieren. Um dies zu ermöglichen, wird die Last in Lastschritte aufgeteilt. Es wird eine Zeitvariable t eingeführt, die bei einer statischen Berechnung das Lastniveau und bei einer dynamischen Berechnung die wirkliche Zeit repräsentiert.

Da das Gleichgewicht in den seltensten Fällen zum Zeitpunkt t direkt bestimmbar ist, ist bei pfadabhängigen Problemen eine nichtlineare Berechnung über den gesamten Zeitbereich zu lösen.

Die Tragwirkungsmechanismen eines Brückenhohlkastens, im besonderen die Kraftflüsse in Querrichtung, die Lastpfade innerhalb des Betonkörpers können mit Stabtragwerksmodellen rechnerisch nur unzureichend verfolgt werden. Bei der externen Vorspannung werden die Vorspannkräfte über die Feldlisenen und Umlenkkonsolen in den Brückenkörper eingeleitet.

Zur sicheren Bemessung dieser Krafteinleitungsstellen bedarf es genauerer Modelle der Mechanik auf der Basis der Finiten-Elementen-Methode.

Das mathematische Modell einer Struktur kann aus vielen diskreten „finiten“ Elementen zusammgebaut werden, von denen jedes ein analytisch definiertes Verhältnis zwischen Kraft und Verschiebung hat.

Das Kraft-Verschiebungsverhältnis (bzw. die Steifigkeit) aller einzelnen Elemente kann zu einer Gesamtsteifigkeit der gesamten Struktur zusammgebaut werden, Mithilfe der Matrizenrechnung kann die Reaktion der gesamten Struktur auf Belastungen oder Verschiebungen ermittelt werden. Die FE-Methode kann allgemein durch die einfache Gleichung der Feder charakterisiert werden.

$$F = k \times U$$

(4.G.1)

Kraftvektor = Steifigkeitsmatrix * Verschiebungsvektor

Um dieser Tatsache begegnen zu können, wurden die in dieser Arbeit untersuchten Vergleichsmodelle I und II mit SBETA [14] einer nichtlinearen Analyse von Stahlbetonkonstruktionen im ebenen Spannungszustand simuliert.

Mit SBETA kann das ganze Spektrum des Beton- und Stahlbetonverhaltens unter monotoner Belastung, von duktil bis spröd, simuliert werden.

Das Materialmodell in SBETA basiert auf der Konzeption der verschmierten Beschreibung lokaler Effekte, der Schädigungsmechanik, der Bruchmechanik und der Stahlbetonmechanik. Mit SBETA können zwei Bewehrungsarten, namentlich Netz- und Stabbewehrung modelliert werden. Die Risse im Kontinuum bilden sich durch die Dehnungslokalisierung in Folge der Dehnungsendfestigung, die von der Bruchenergie abhängig ist. Dadurch wird der Grösseneinfluss bei den spröden Versagensarten berücksichtigt. Ebenso können Temperatur- und Schwinden-Einflüsse berücksichtigt werden.

4.1.1 Ablauf der FEM-Analyse

Die in den nachfolgenden an den Vergleichsmodellen I und II ermittelten Werte am dreidimensionalen FE-Modell in Anlehnung an ein real ausgeführtes Brücken-Feld-lisenenmodell im Massstab 1:1, wurden mit der FEM-Software SBETA-ATENA gerechnet [13].

4.2 Stoffgesetze für Beton

Die numerische Beschreibung von Beton kann mit verschiedenen Modellen durchgeführt werden, während Kontinuumsmodelle von einem zusammenhängenden Gebiet ausgehen. In dem Eigenschaften des Betons auf der Ebene des Stoffgesetzes d.h. in der Beziehung zwischen Dehnungen und Spannungen berücksichtigt werden, beschreiben diskrete Modelle den Beton durch z.B. diskrete Balken oder Massenpunkte, zwischen denen Verschiebungen und Rotationen beschrieben werden.

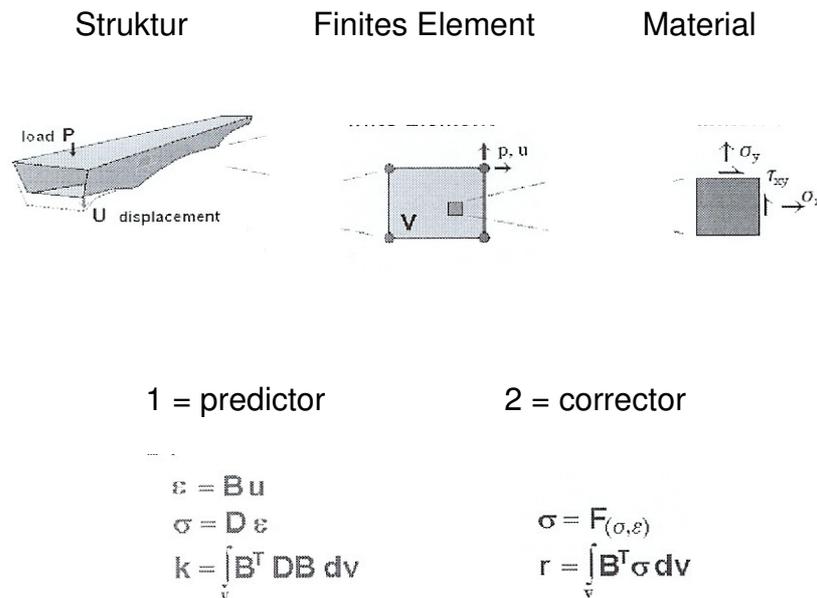
Kontinuumsmodelle	Gemischte Modelle	Diskrete Modelle
Plastizitätstheorie, Schädigungsmodelle, verschmierte Risse	Fictitious crack Modelle	Partikelmodelle (SPH), Microplane model

Tabelle 4.T.1 Beispiele verschiedener Materialmodelle für Beton

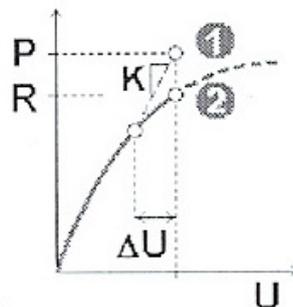
4.3 Nichtlineare Finite-Elemente-Analyse von Stahlbeton im ebenen Spannungszustand

Nichtlineare Analysis kann man mit verschiedenen numerischen Modellen charakterisieren, (siehe Algorithmen Lösung in Fig. 1). Die Finite-Element-Technik benutzt Strukturmodelle, in welchen die Grundlagen-Matrix mit dem Knoten-Kraft Vector P , mit dem Knoten-Verschiebungsvektor U und der Steifigkeitsmatrix- K im Gleichgewicht steht. Die Materialeigenschaften werden durch konstitutive Verhältnisse zwischen Spannung und Dehnung beschrieben.

Diese Materialverhältnisse für Beton sind hochgradig nichtlinear. Das Dehnungsver-schiebungsverhältnis beschrieben in der Matrix B ist ebenfalls nichtlinear.



Nicht-Lineare Lösung:



Gleichgewicht:

$$K \Delta U = P - R$$

Fig.1 Nichtlineare finite Elemente Algorithmen.

4.3.1 Konstitutives Modell für Betonstrukturen

Beton ist ein komplexes Material mit starkem nichtlinearem Verhalten unter Gebrauchs-Lasten. Dafür wurden spezielle konstitutive Modelle für die Finite-Elemente-Analyse entwickelt [15].

Das Zugs-Verhalten von Beton wird mit der nichtlinearen Bruchmechanik in Kombination mit der Rissband-Methode modelliert. In dieser Methode wird das verschmierte Risskonzept angewendet. Damit kann das ganze Spektrum des Betons und Stahlbetonsverhaltens unter monotoner Belastung von duktil bis spröd simuliert werden. Das Materialmodell basiert auf dem Konzept der verschmierten Beschreibung lokaler Effekte, der Schädigungsmechanik der nichtlinearen Bruchmechanik und der Stahlbetonmechanik. Die Parameter sind: Zugfestigkeit, Riss-Spannungskurve und die Bruchenergie basierend auf dem Rissöffnungsgesetz von Hordijk (1991) und der Riss-Band Versuche von Bazant /Oh (1983) [2].

In dieser Formulierung ist die Bruchdehnung in einer Beziehung mit der Elementgröße.

4.3.2 Material-Modell Stahlbetonanalyse (SBETA-ATENA)

Das Material Model beinhaltet folgende Effekte für das Verhalten von Beton:

- Nichtlineares Verhalten von Beton unter Druck
- Betonbruch unter Zug basierend auf der nichtlinearen Bruchmechanik
- Biaxiales-Festigkeits-Versagens-Kriterium
- Reduktion der Druckspannungen nach erfolgter Rissbildung
- Zugsteifigkeits-Effekt
- Reduktion der Schubsteifigkeit nach der Rissbildung
- Zwei Rissmodelle: fixe Rissrichtung und rotierende Rissrichtung

Ein optimaler Verbund zwischen Beton und Bewehrung wird mit dem Konzept der verschmierten Bewehrung erreicht und kann direkt modelliert werden.

Auf einem Makro Level kann, wenn der Beton gerissen ist, eine relative Schlupf-Ver-schiebung der Bewehrung über eine gewisse Distanz nachgewiesen werden.

Dies entspricht einem Mechanismus für reales Verbundverhalten für gerippte Bewehrungsstäbe.

Die Bewehrung in beiden Formen, verschmiert oder in Einzelstäben, haben einen einaxialen Spannungszustand und ihr konstitutives Gesetz ist ein multi-lineares Spannungs-Dehnungs-Diagramm. Die Risse im Kontinuum bilden sich durch die

Dehnungslokalisierung in der Folge der Dehnungsentfestigung, die von der Bruchenergie abhängig ist. Dadurch wird der Grösseneinfluss bei den spröden Versagensarten berücksichtigt.

Die Material Matrix wird in einem elastischen nichtlinearen Versuch hergeleitet. In dem Versuch ist die elastische Konstante eine Spannungs-Dehnungs-Funktion welche als Äquivalentes einaxiales Gesetz bezeichnet wird.

Dieser Versuch ist vergleichbar mit einem nichtlinearen hypoelastischen Modell wobei verschiedene Gesetze für den Belastungszustand und den unbelasteten Zustand gelten.

- Spannungs-Dehnungs-Verhältnisse für Beton
- Äquivalentes einaxiales Gesetz:

Das nichtlineare Verhalten von Beton im biaxialen Spannungszustand nennt man die Effektiv Spannung σ_c^{ef} und die äquivalente einaxiale Dehnung ε^{eq} .

Diese Effektiv-Spannung ist meistens die Hauptspannung. Die äquivalente einaxiale Dehnung verhindert im ebenen Spannungszustand den Poisson's Effekt.

$$\varepsilon^{eq} = \frac{\sigma_{ci}}{E_{ci}}$$

(4.G.1)

Die äquivalente einaxiale Dehnung ist die Dehnung welche entsteht durch die Spannung σ_{ci} im einaxialen Versuch mit dem E_{ci} Modul in Richtung i.

Innerhalb dieser Voraussetzung wird die bestimmte Spannung σ_{ci} im Schadenverlauf nichtlinear dargestellt.

Das komplette äquivalente einaxiale Spannungs-Dehnungsdiagramm für den Beton zeigt Figur 2.

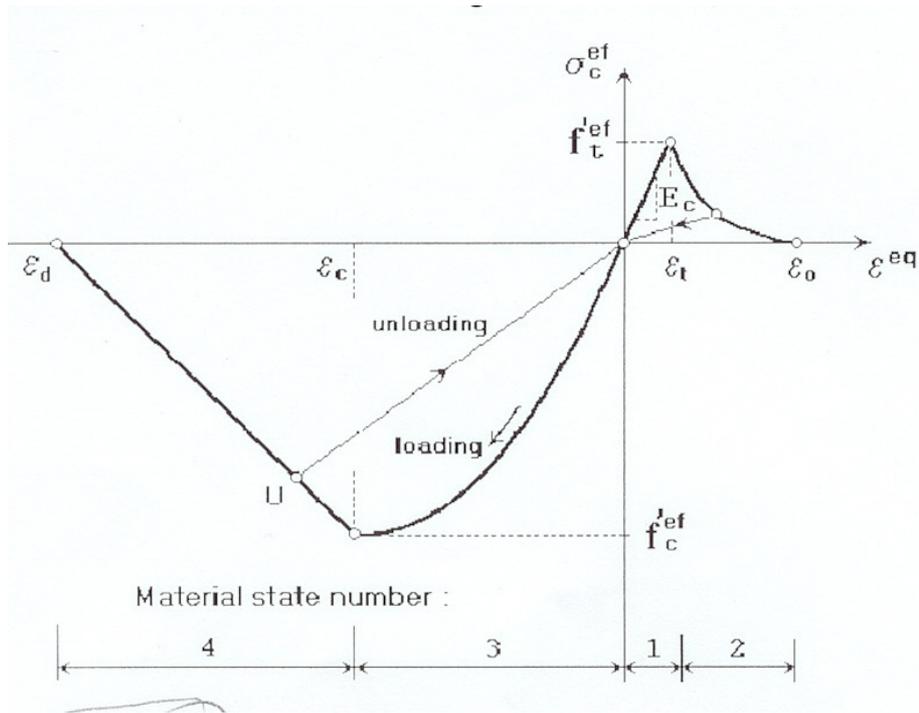


Fig.2 Einaxiales Spannungs-Dehnungs-Gesetz für Beton

Der unbelastete Zustand ist grundsätzlich eine lineare Funktion.

Ein Beispiel für den unbelasteten Punkt U, zeigt die Figur 1.

Das Verhältnis zwischen Spannung σ_c^{ef} und Dehnung ϵ^{eq} ist nicht gleich und abhängig vom Lastverlauf.

Ein Wechsel vom Belastungszustand zum unbelasteten Zustand erfolgt wenn der Zuwachs der Effektivspannung das Vorzeichen wechselt.

Wenn der Entlastungsvorgang konsequent dem linearen unbelasteten Pfad folgt wird der letzte Lastpunkt U erneut erreicht.

Der Spitzenwert der Druckspannung f_c^{ef} und der Zugspannung f_t^{ef} werden gemäss einem biaxialen Spannungszustand berechnet. Somit reflektiert das äquivalente ein-axiale Spannungs-Dehnungs-Gesetz den biaxialen Spannungszustand.

Das übergeordnete maximale Spannungs-Dehnungs-Verhältnis zieht man zur Berechnung des Elastischen Moduls für die Steifigkeitsmatrix heran.

Das Sekanten Modul wird berechnet mit:

$$E_c^s = \frac{\sigma_c}{\varepsilon^{eq}} \quad (4.G.2)$$

Das Tangentenmodul E_c^t findet Anwendung in der Material Matrix D_c um eine Steifigkeitsmatrix für die iterative Lösung zu konstruieren. Das Tangentenmodul ist die Steigung der Spannungsdehnungskurve der vorhandenen Dehnung und immer positiv. In den Fällen bei der die Kurve geringer ist als der minimale Wert E_{min}^t dann ist der Wert des Tangentenmoduls $E_c^t = E_{min}^t$ dies trifft kurz vor dem Erreichen der Druckspannungsspitze zu.

4.3.2.1 Spannung vor dem Reißen

Das Verhalten von Beton unter Zug ohne Risse wird als linear elastisch angenommen. E_c ist das initiale Elastizitätsmodul von Beton f_t^{ef} es ist die effektive Zugfestigkeit hergeleitet von der Biaxialen Versagens-Funktion.

$$\sigma_c^{ef} = E_c \varepsilon^{eq}, 0 \leq \sigma_c \leq f_t^{ef} \quad (4.G.3)$$

4.3.2.2 Spannung nach dem Reißen

Es gibt zwei Formulierungsmöglichkeiten für die Rissbreiten.

Ein fiktives Rissbreiten-Modell basierend auf dem Rissbreitengesetz und der Bruchenergie. diese Formulierung ist geeignet für die Modellierung der Rissausbreitung im Beton. Sie wird in Kombination mit dem Rissband angewendet.

Ein Spannungs-Dehnungs-Verhältnis in einem Materialpunkt. Diese Formulierung ist nicht geeignet für Normalfälle der Rissverbreitung im Beton und kommt nur in einigen Spezialfällen zur Anwendung.

Nachfolgend werden zunächst drei Entfestigungsmodelle beschrieben welche im Stahlbetonanalyse-Material-Modell enthalten sind.

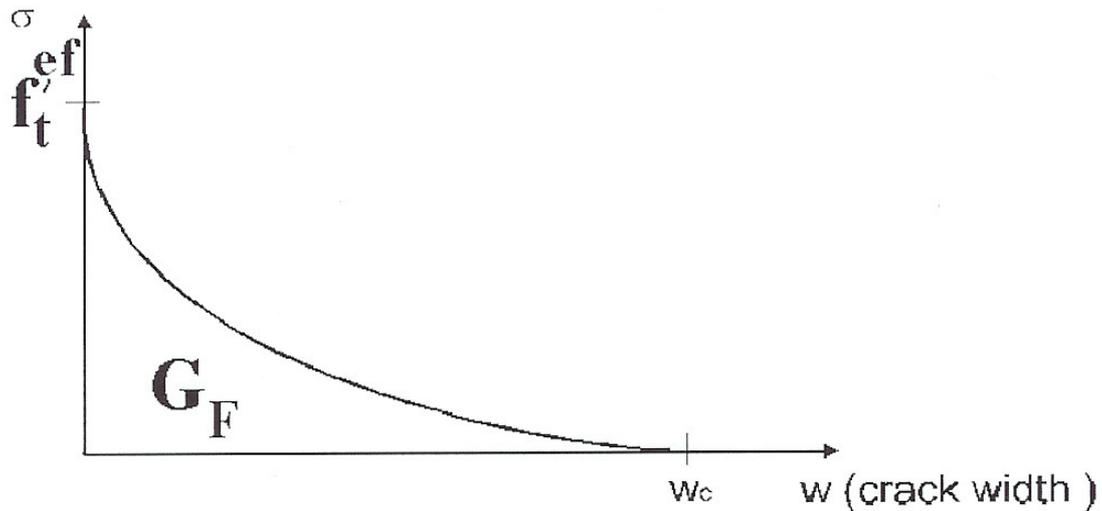


Fig.3 Exponentiales Rissöffnungsgesetz

Diese Funktion wurde experimentell durch Versuche von HORDIJK (1991) hergeleitet.

$$\frac{\sigma}{f_t^{ef}} = \left\{ 1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right\} \exp \left(-c_2 \frac{w}{w_c} \right) - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) \exp(-c_2),$$

$$w_c = 5.14 \frac{G_f}{f_t^{ef}}$$

(4.G.4)

w stellt die Rissbreite dar, w_c ist die Rissbreite bei komplett erreichter Spannung, G ist die Normalspannung im Riss (Risskohäsion).

Die Werte der Konstanten sind $C_1 = 3$, $C_2 = 6.93$, G_f ist die Bruchenergie welche benötigt wird um einen gemeinsamen spannungsfreien Rissbereich zu erlangen, f_t^{ef} ist die effektive Zugfestigkeit hergeleitet von der Versagens-Funktion.

Die Rissbreiten Verschiebung w ist hergeleitet von der Dehnung nach der Rissband Theorie.

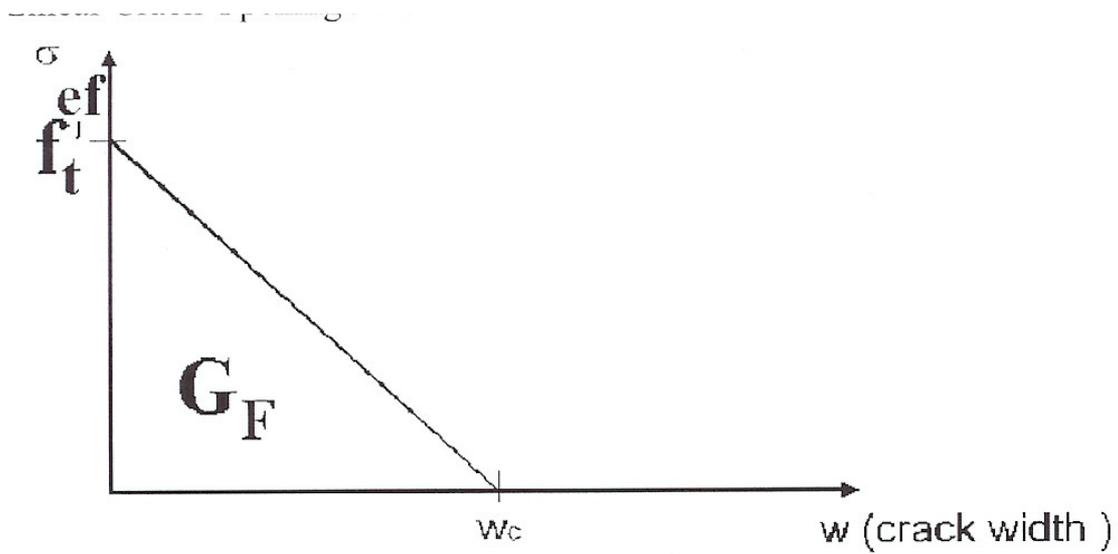


Fig.4 Lineares Rissöffnungs-Gesetz

$$\frac{\sigma_c^{ef}}{f_t^{ef}} = \frac{f_t'}{w_c} (w_c - w), w_c = \frac{2G_f}{f_t'}$$

(5.G.4)

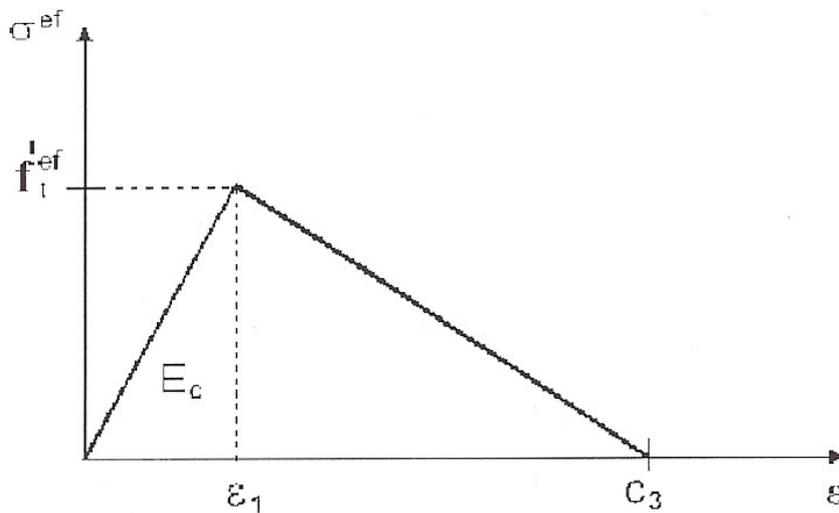


Fig.5 Lineare Entfestigung basierend auf der Dehnung.

Der abnehmende Zweig des Spannungs-Dehnungsdiagramms ist definiert durch die Dehnung C_3 entsprechend der 0-Spannung (komplett erreichte Spannung).

4.3.2.3 Druckfestigkeit vor der Spannungsspitze

Die Formel gem. CEB-FIP Model Code 90 übernommen. Das Spannungs-Dehnungs-Gesetz für Beton unter Druck zeigt die Figur 5

Die Formel enthält einen breiten Bereich von Kurvenformen, und ist sowohl für den normalen wie auch für den hochfesten Beton anwendbar.

$$\sigma_c^{ef} = f_c^{'ef} \frac{kx - x^2}{1 + (k - 2)x}, x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}, k = \frac{E_o}{E_c}$$

(4.G.5)

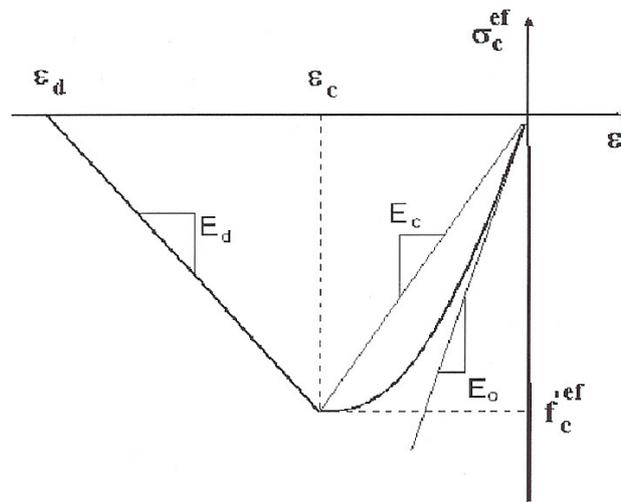


Fig.6 Druckspannungs-Dehnungsdiagramm

Bedeutung der Symbole für oben stehende Formel.

σ_c^{ef} Betondruckspannung

f_c^{ef} Effektive Betondruckfestigkeit

x Normalisierte Dehnung

ε Dehnung

ε_c Dehnung bei Spitzenspannung f_c^{ef}

k Konditionsparameter

E_o Initialer Elastizitätsmodul

E_c Sekanten Elastizitätsmodul bei der Spannungsspitze

$$E_c = \frac{f_c^{ef}}{\varepsilon_c} .$$

(4.G.6)

Der Parameter k hat einen Positiven Wert der grösser oder mindestens 1 ist; zum Beispiel $k = 1$ linear, $k = 2$ parabolisch.

Eine der Konsequenzen dieser Annahme ist, dass die verteilte Schädigung bevor die Spannungsspitze erreicht ist eintritt, im Gegensatz zur lokalen Schädigung welche nach dem Erreichen der Spannungsspitze eintritt.

4.3.2.4 Druckfestigkeit nach dem Erreichen der Spannungsspitze

Das Entfestigungsgesetz unter Druck ist linear absteigend. Es gibt zwei Modelle von Dehnungs-Entfestigung unter Druck. Eines basiert auf der Ableitung der Energie, das andere auf der lokalen Dehnungs-Entfestigung.

4.3.2.5 Fiktives ebenes Druckflächen-Modell

Das fiktive Druckflächen-Modell basiert auf der Annahme, dass das Druckversagen in der Ebene lokalisiert und normalerweise in Richtung der Haupt-Druckspannung erfolgt. Alle Druckverschiebungen und Energie Ableitungen sind in dieser Ebene lokalisiert. Es wird angenommen, dass diese Verschiebungen unabhängig von der

Grösse der Struktur sind. Diese Hypothese wird durch Versuche von Van Mier(1986) gestützt. Diese Annahme ist analog der fiktiven Riss-Theorie für Zug, in welchem das Rissöffnungsgesetz und die Bruchenergie durch die Materialeigenschaften betrachtet und definiert sind.

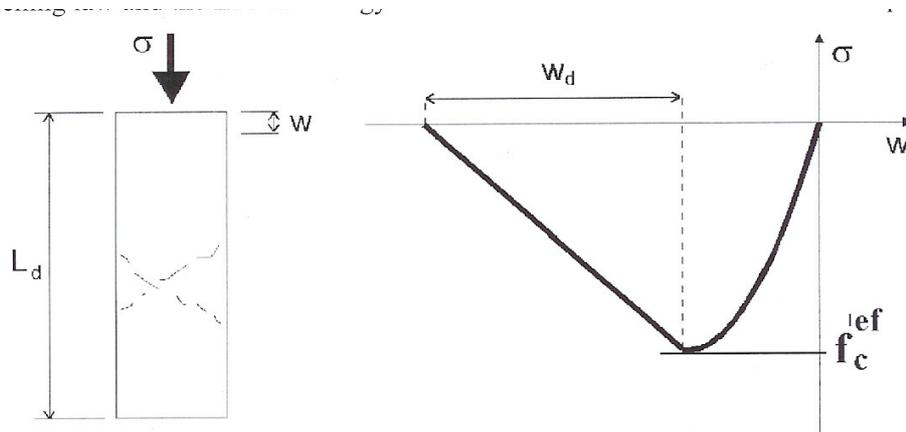


Fig.7 Entfestigungs-Verschiebungsgesetz unter Druck

Unter Druck ist das Ende der Entfestigungs-Kurve durch die plastische Verschiebung w_d definiert.

Auf diesem Weg ist die Energie zur Bildung einer gemeinsamen Versagensebene indirekt definiert. Durch die Versuche von Van MIER (1986) wurde der Wert von $w_d = 0.5$ mm für Normal-Beton ermittelt:

Das Entfestigungs-Gesetz wird von einer fiktiven Versagensebene im Spannungs-Dehnungs-Verhältnis entsprechend dem ständigen Material-Volumen umgewandelt.

Die Steigung des Entfestigungsteils im Spannungs-Dehnungsdiagramm ist durch zwei Punkte definiert; an der Spitze des Diagramms durch die maximal Spannung und einer limitierten Druck-Dehnung ϵ_d (O-Spannungszustand).

Diese Dehnung wird berechnet durch die plastische Verschiebung w_d und einer Bandgrösse L'_d nach folgender Formel:

$$\epsilon_d = \epsilon_c + \frac{w_d}{L'_d}$$

(4.G.7)

Der Vorteil dieser Formulierung ist die Verringerung der Abhängigkeit des Ineinandergreifens des finiten Elemente Netzes

4.3.2.6 Druck-Dehnungs-Entfestigungsgesetz basierend auf Dehnung

Die Steigung des Entfestigungsgesetzes ist durch die Bedeutung des Entfestigungsmoduls E_d definiert.

Diese Formulierung ist von der Grösse des Ineinandergreifens des finiten Elementen Netzes abhängig.

4.3.2.7 Bruchprozess, Rissbreiten

Der Prozess der Rissbildung (Rissentstehung) kann in drei Schritte eingeteilt werden (siehe Fig.8):

Der ungerissene Zustand besteht bevor die Zugfestigkeit des Betons erreicht ist.

Rissbildung in der Zone mit verringerter Zugfestigkeit auf der Rissfläche infolge des Hohlraumbildungs-Effektes.

Nach dem kompletten Erreichen der Zugfestigkeit, geht die Rissbildung ohne Spannungszunahme weiter.

Die Rissbreite w wird berechnet als eine Rissweitenverschiebung innerhalb des Rissbandes,

$$w = \epsilon_{cr} L_t$$

(4.G.8)

in welchem ϵ_{cr} die Rissöffnungsdehnung darstellt, welche gleich der Normaldehnung in der Rissrichtung im Risszustand nach dem Erreichen der kompletten Spannung ist.

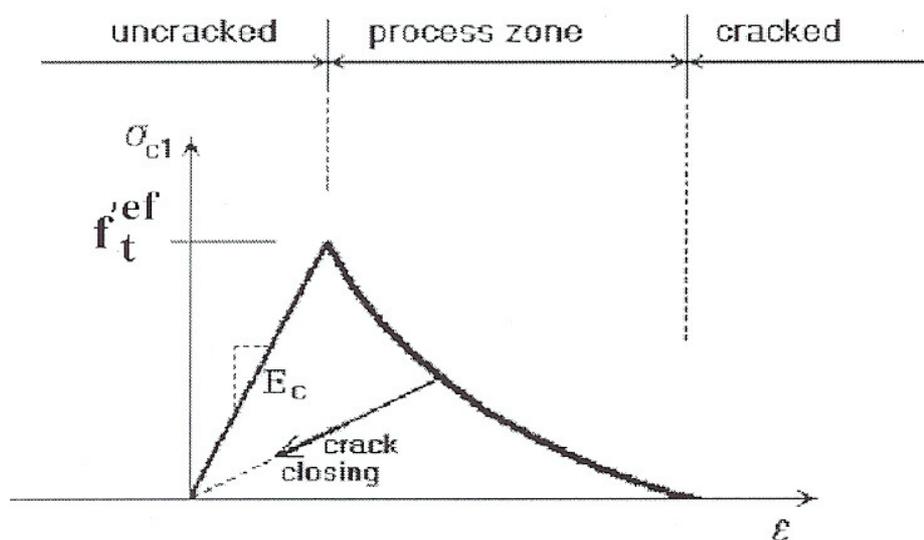


Fig.8 Stadien im Rissöffnungsprozess

Es ist möglich dass die Sekundärspannung parallel zur Rissrichtung die Zugspannung übersteigt, denn der zweite Riss in der orthogonalen Richtung zum ersten Riss ist ebenfalls durch das gleiche Steifigkeitsmodell geformt wie der erste Riss.

4.3.2.8 Zweiachsiges Spannungs-Versagens-Kriterium für Beton (nach Kupfer, 1969)

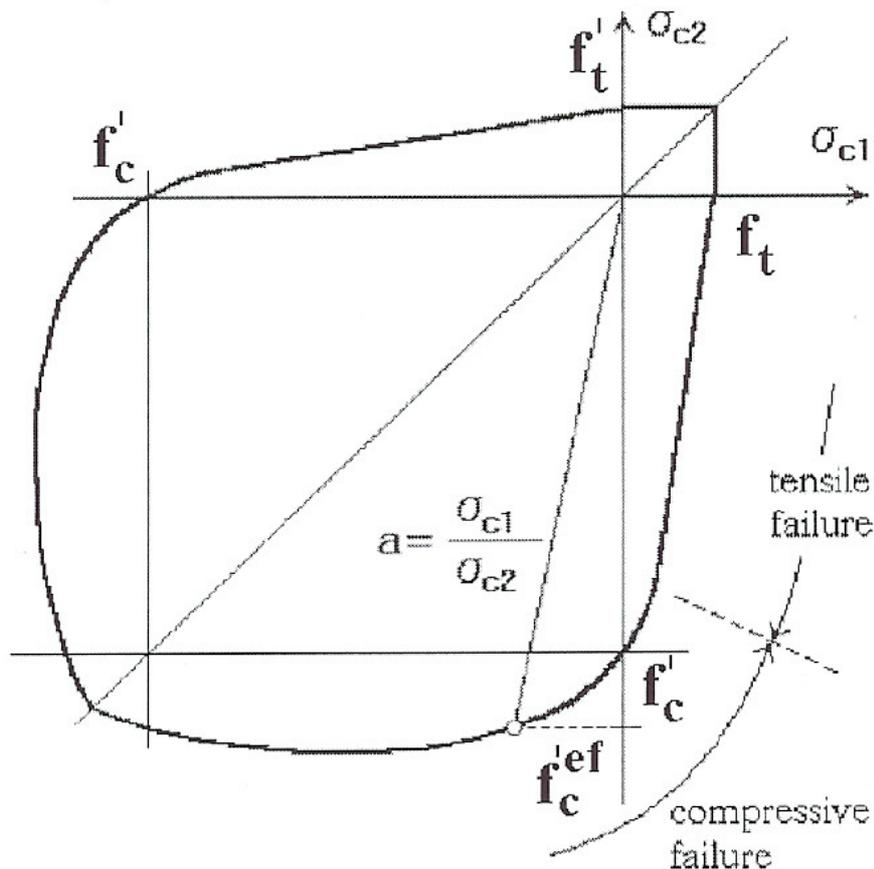


Fig.9 Zweiachsiges Versagenskriterium für Beton

$$f'_c{}^{ef} = \frac{1+3.65a}{(1+a)^2} f'_c, a = \frac{\sigma_{c1}}{\sigma_{c2}}$$

(4.G.9)

Wobei Spannung σ_{c1} und Spannung σ_{c2} die Hauptspannungen im Beton sind, und f'_c die einaxiale Zylinderfestigkeit bedeuten.

Im zweiachsigen Spannungszustand ist die Zugfestigkeit von Beton unter der Annahme eines proportionalen Spannungsweges vorausgesagt.

Im Zug-Druck-Zustand fährt die Versagens-Funktion linear vom Punkt $\sigma_{c1} = 0$, $\sigma_{c2} = f'_c$ in den Zug-Druck-Bereich mit der linear verringerten Festigkeit

$$f'_c{}^{ef} = f'_c r_{ec}, \quad r_{ec} = \left(1 + 5.3278 \frac{\sigma_{c1}}{f'_c}\right), \quad 1.0 \geq r_{ec} \geq 0.9$$

(4.G.10)

wobei r_{ec} der Reduktionsfaktor der Druckfestigkeit in der Hauptrichtung 2 ist, passend zur Zugspannung in der Hauptrichtung 1.

4.3.2.9 Zug-Versagen

Im Zug-Zug Spannungszustand ist die Zugfestigkeit konstant und gleich der einaxialen Zugspannung f'_t im Zug Druck Zustand ist die Zugspannung verringert durch die Beziehung:

$$f'_t{}^{ef} = f'_t r_{et}$$

(4.G.11)

wobei r_{et} der Reduktionsfaktor der Zugfestigkeit in der Richtung 1 passend zur Druckspannung in der Richtung 2 ist.

$$r_{et} = 1 - 0.8 \frac{\sigma_{c2}}{f'_c}$$

$$r_{et} = \frac{A + (A-1)B}{AB}, \quad B = Kx + A, \quad x = \frac{\sigma_{c2}}{f'_c}$$

(4.G.12)

Die Reduktionsfunktion hat folgende Form: siehe Fig. 10

Das Verhältnis ist die lineare Abnahme der Zugfestigkeit, sie ist hyperbolisch.

Zwei vorbestimmte Formen werden durch die Position eines Zwischenpunktes r , x gegeben.

Die Konstanten K und A definieren die Form der Hyperbel. Der Wert der Konstanten für die zwei Positionen des Zwischenpunktes wird in der folgenden Tabelle angegeben.

type	point		parameters	
	r	x	A	K
a	0.5	0.4	0.75	1.125
b	0.5	0.2	1.0625	6.0208

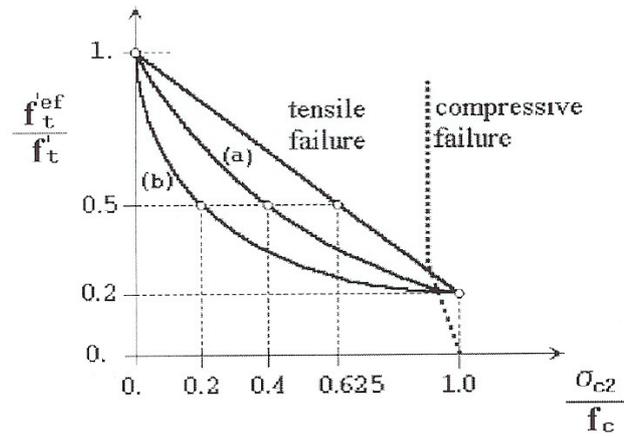


Fig.10 Zug - Druck - Versagensfunktion für Beton.

4.4 Berechnungsmodell ATENA

Für die numerischen Untersuchungen wurde das Festigkeitsmodell von Willam angewendet. Dieses Modell basiert auf der Plastizitätstheorie und wurde durch zahlreiche Forschungsvorhaben theoretisch entwickelt und experimentell geprüft (Eibl et al. (1983), Etse (1992), Menetrey und Willam (1995), Curbach (2000, a, b))

Das Modell ist im Berechnungssystem ATENA (Cervenka et al. (2002)) implementiert und kann wie folgt beschrieben werden.

4.5 Terminologie und Definition:

Zeichenregel: Zugbeanspruchung – positiv , Druckbeanspruchung- negativ.

Hauptspannungen: $\sigma_3 \geq \sigma_2 \geq \sigma_1$

Hydrostatische Achse, Äquisetrix: $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$

Druckmeridian. Die Druckkurve läuft durch den Punkt des einaxialen Druckversuchs ($\sigma_2 = 0$): $\sigma_1 \leq \sigma_2 = \sigma_3$

Zugmeridian. Die Zugkurve läuft durch den Punkt des biaxialen Druckversuchs ($\sigma_1 = 0$): $\sigma_1 \geq \sigma_2 = \sigma_3$

Oktaederebene, Π -Ebene

Eine Ebene im Hauptspannungsraum, auf der die Äquisetrix senkrecht steht.

Oktaedernormalspannung: $\sigma_o = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$

Oktaederschubspannung:

$$\tau_o = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$$

Koordinaten in der Oktaederebene:

$$x = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sqrt{2}}$$

$$y = \frac{2\sigma_3 - \sigma_1 - \sigma_2}{\sqrt{6}}$$

Drehwinkel:

$$\cos(3\theta) = \frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{\sqrt{J_2^3}}$$

Rendulic-Ebene:

Die Ebene, die durch die $\sigma_2 = \sigma_3$ - Achse und σ_1 -Achse bzw. die Äquistrix aufgespannt wird.

Lineare Invariante des Spannungstensors: $I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 3\sigma_o$
 Quadratische und kubische Invariante des deviatorischen Spannungstensors:

$$J_2 = -\frac{1}{6} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right] = \frac{3}{2} \tau_o^2$$

$$J_3 = (\sigma_1 - \sigma_o)(\sigma_2 - \sigma_o)(\sigma_3 - \sigma_o) = \frac{1}{3} \left[(\sigma_1 - \sigma_o)^3 + (\sigma_2 - \sigma_o)^3 + (\sigma_3 - \sigma_o)^3 \right]$$

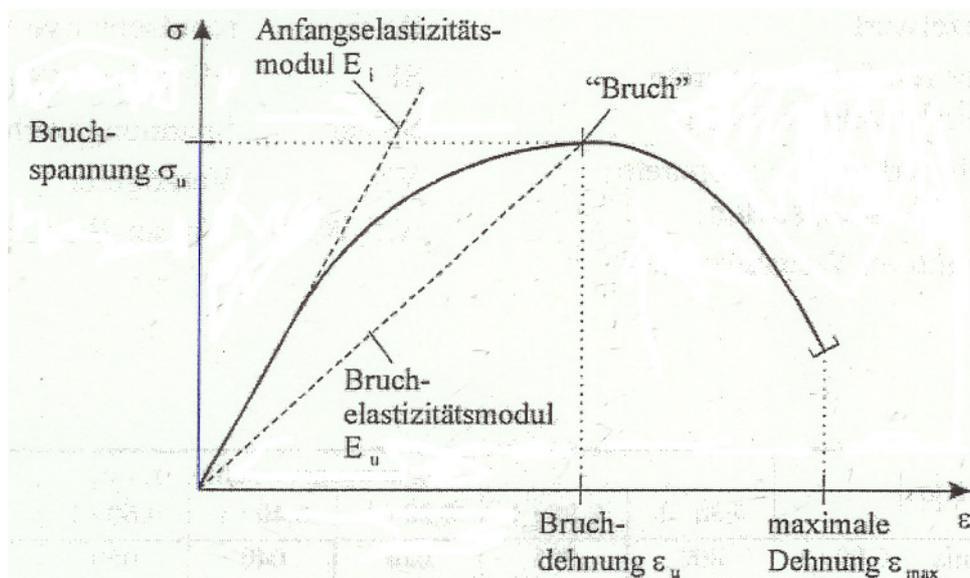


Abb. 4.B.1 Charakteristische Größen der Spannungs-Dehnungslinie

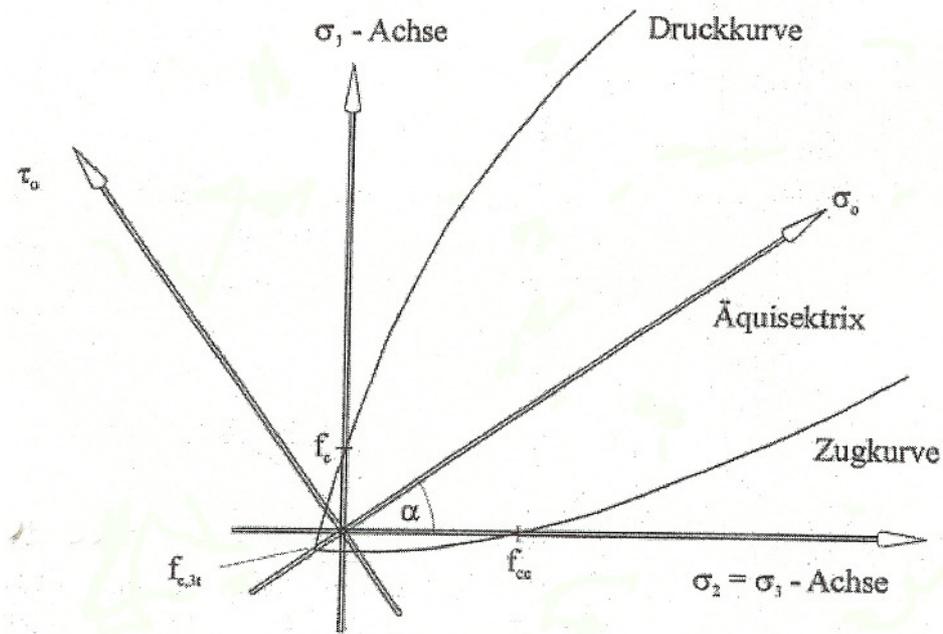


Abb 4.B.4 Darstellung der Druck- und Zugkurve in der Rendulic-Ebene mit Hilfe der Oktaedernormal- und Schubspannungen

4.6 Festigkeitskriterium

Zur Beschreibung der Dreiaxialfestigkeit von Beton wird das Modell der Autoren Menetrey und Willam (1995) angewendet. Der Spannungsraum ist mit Hilfe der Haigh-Westergard-Koordinaten ξ , ρ , θ definiert.

Hydrostatische Spannungsvariante:
$$\xi = \frac{1}{\sqrt{3}} I_1$$

Deviatorische Spannungsvariante:
$$\rho = \sqrt{2J_{2\sigma}}$$

Deviatorischer Polarwinkel:
$$\theta$$

Der Vergleich des Festigkeitskriteriums nach Menetrey und Willam mit den biaxialen und triaxialen Versuchsergebnissen ist in den folgenden Bildern dargestellt.

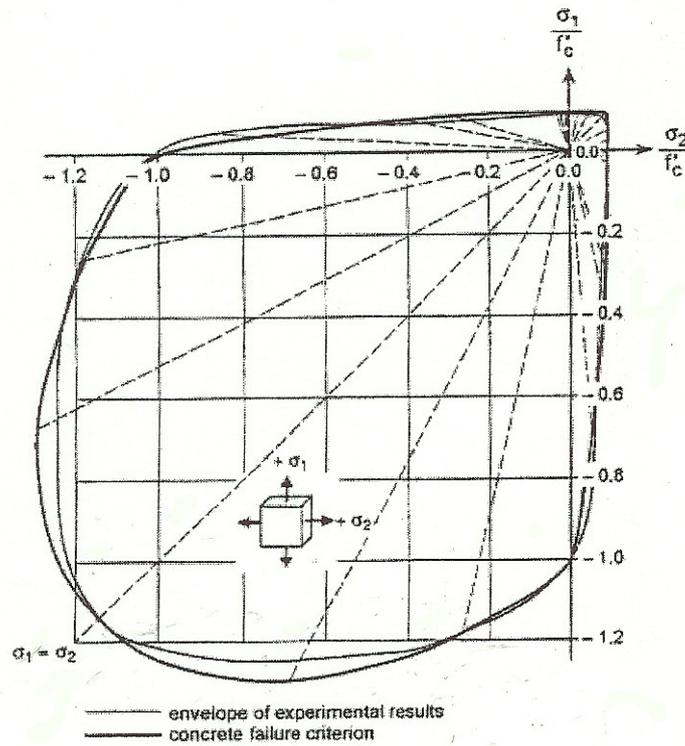


Abb. 4.B.5 Vergleich des Menetrey-Willam Festigkeitskriteriums mit den biaxialen Testdaten von Kupfer et al. (1969), nach Menetrey, Willam (1995)

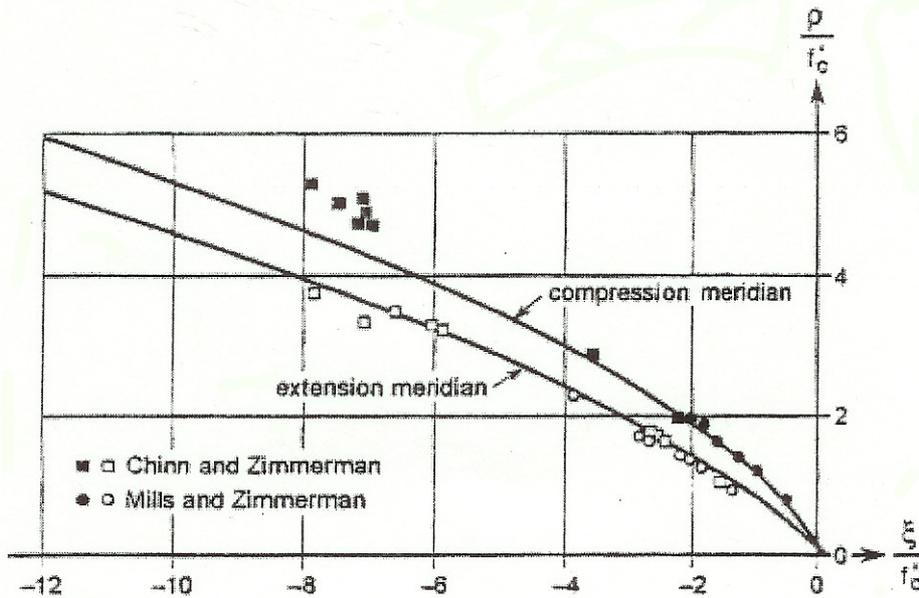


Abb. 4.B.6 Vergleich des Menetrey-Willam Festigkeitskriteriums mit den triaxialen Testdaten, nach Menetrey, Willam (1995)

Das Festigkeitskriterium in Haigh-Westergard-Koordinaten ξ, ρ, θ ist:

$$F_{3P}^p = \left[\sqrt{1.5} \frac{\rho}{f_c'} \right]^2 + m \left[\frac{\rho}{\sqrt{6} f_c'} r(\theta, e) + \frac{\xi}{\sqrt{3} f_c'} \right] - c = 0$$

mit

$$m = 3 \frac{f_c'^2 - f_t'^2}{f_c' f_t'} \frac{e}{(e+1)}$$

und

$$r(\theta, e) = \frac{4(1-e^2) \cos^2 \theta + (2e-1)^2}{2(1-e^2) \cos \theta + (2e-1) [4(1-e^2) \cos^2 \theta + 5e^2 - 4e]^{\frac{1}{2}}}$$

Diese Gleichung hat folgende variable Parameter:

die einaxiale Druckfestigkeit f_c' ,

die einaxiale Zugfestigkeit f_t' ,

die Exzentrizität e

der Kohäsionsparameter c beschreibt die Verfestigung oder die Entfestigung des Modells. In der Grundformulation kann er als eine Konstante betrachtet werden, $c=1$.

Diese Formeln sind im ATENA Berechnungsprogramm für die Festlegung des Betons unter Druckbeanspruchung angewendet.

Die einzelnen Parameter des 3-Parameter-Menetrey-Willam-Festigkeitskriteriums haben folgende geometrische Bedeutung:

Der Kohäsionsparameter c transformiert (verschiebt) die Festigkeitsfläche entlang der hydrostatischen Achse und beschreibt die *Verfestigung bzw. Entfestigung*.

Der Form-Parameter m beschreibt die Öffnung der Oberfläche um die hydrostatische Achse, den *Umschlingungs-Effekt*.

Die Exzentrizität e beschreibt die dreieckige Form der Oberfläche auf der Oktaeder-ebene, also die Zugkurve, bzw. die *zwei-axiale Druckfestigkeit*.

4.7 Verfestigung und Entfestigung

Der Verfestigungs-/ Entfestigungseffekt kann durch den Kohäsionsparameter c gesteuert werden:

$$c = \left(\frac{f'_c(\varepsilon_{eq}^p)}{f'_c} \right)^2$$

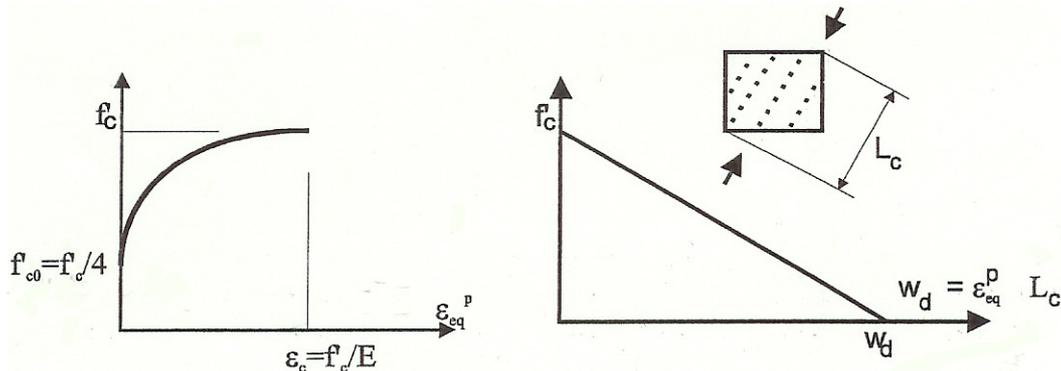


Abb 4.B.7 Verfestigung und Entfestigung unter Druck

Die Verfestigung und Entfestigungseffekte werden analog zum einaxialen Verhalten formuliert. Beim steigenden Ast betrachtet man die plastischen Verformungen als diffuse Schädigung. Deshalb wird die Spannung als eine Funktion der äquivalenten Dehnung ε_{eq}^p betrachtet. Beim fallenden Ast lokalisiert sich die plastische Verformung w_d . Die gezeigte Entfestigungsfunktion ist von experimentellen Untersuchungen von Van Mier (1986) abgeleitet.

4.8 Plastische Dehnungen, nicht assoziiertes Fließgesetz

Die Berechnung von plastischen Dehnungen basiert auf den inkrementellen Algorithmus wobei der neue Spannungszustand σ_{ij}^n aus dem vorherigen Spannungszustand mit Hilfe der Prediktor-Corrector-Methode berechnet wurde.

$$\sigma_{ij}^n = \sigma_{ij}^{n-1} + E_{ijkl}(\Delta\varepsilon_{kl} - \Delta\varepsilon_{kl}^p) = \sigma_{ij}^t - E_{ijkl}\Delta\varepsilon_{kl}^p = \sigma_{ij}^t - \sigma_{ij}^p$$

Die Spannungen σ_{ij}^t stellen eine Vorhersage im Rahmen der numerischen Berechnung dar (z.B. die elastischen Spannungen). Der plastische-corrector σ_{ij}^p wurde mit der Festigkeitsfunktion durch einen Rückkehr-Algorithmus berechnet.

$$F^p(\sigma_{ij}^t - \sigma_{ij}^p) = F^p(\sigma_{ij}^t - \Delta\lambda l_{ij}) = 0$$

Die Inkremente der plastischen Dehnungen (Flie遢gesetz) sind proportional dem Gradienten des plastischen Potentials:

$$l_{ij} = E_{ijkl} \frac{\partial G^p(\sigma_{kl}^t)}{\partial \sigma_{kl}}$$

dann

$$\Delta \varepsilon_{ij}^p = \Delta \lambda \frac{\partial G^p(\sigma_{ij}^t)}{\partial \sigma_{ij}}$$

und die Funktion des plastischen Potential ist:

$$G^p(\sigma_{ij}) = \beta \frac{1}{\sqrt{3}} I_1 + \sqrt{2J_2}$$

Die Einföhrung dieser Funktion ermöglicht eine sichere Berechnung plastischer Dehnungen und die Berücksichtigung des nicht assoziierten Flie遢gesetzes. Der Parameter β bestimmt die Richtung von plastischen Dehnungen.

Bei $\beta < 0$ verkleinert sich das Materialvolumen, bei $\beta = 0$ bleibt das Volumen unverändert und bei $\beta > 0$ wächst das Materialvolumen an. Im Allgemeinen sind die Richtungen von inkrementellen plastischen Verformungen nicht senkrecht zur Oberfläche der Festigkeitsfunktion.

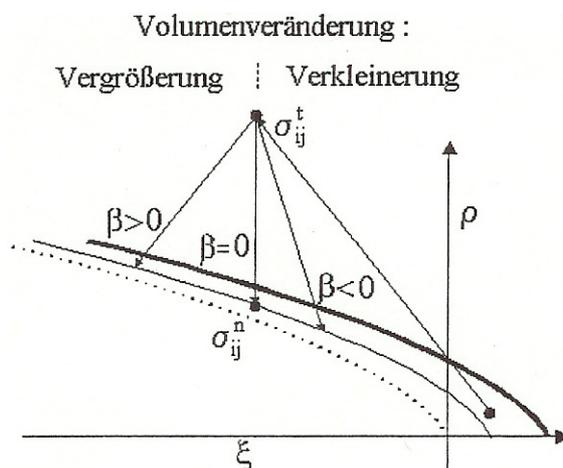


Abb. 4.B.8 Schematische Darstellung der Predictor-Corrector-Algorithmus und Rückkehr-Mapping

4.9 Zug-Bruchmodell nach Rankine, Bruchenergie

Für die Beschreibung des Betonbruchverhaltens (Rissentwicklung) im Zugbereich ist die Plastizitätstheorie nicht unbedingt geeignet. Aus diesem Grunde ist im Berechnungsprogramm ATENA die Bruchbiegung nach Rankine für die Beschreibung der Bruchmechanik angewendet.

$$F_i^f = \sigma_{ii}^t - f_{ii}' \leq 0$$

Die Spannung σ_{ii}^t ist die aktuelle Zugspannung, f_{ii}' ist die Zugfestigkeit, der Index i bezeichnet die Materialachse. Während der Rissöffnung wird die Normalspannung auf der Rissoberfläche kontinuierlich abgebaut. Ein solches Verfahren wird oft als s.g. kohäsive Risse und der Prozess der Spannungsreduzierung als Entfestigung im Zug bezeichnet.

Die Rissdehnung ε_{ii}^f (Dehnung, die der Rissöffnung entspricht) erfasst die Schädigung des gerissenen Materials. Es wird aus der Rissöffnung der Risse w berechnet:

$$\varepsilon_{ii}^f = \frac{w}{L_t}$$

Die charakteristische Länge L_t wurde nach Cervenka et al. (1995) von der Elementlänge abgeleitet. Die Mechanik der Rissöffnung wird durch die Theorie der nichtlinearen Bruchmechanik nach Bazant und Oh (1983), Cervenka et al. (1971, 1995). Das Gesetz der Rissöffnung wurde nach Hordijk (1991) angenommen.

Es basiert auf der Bruchenergie G_f , die für die Rissentwicklung notwendig ist:

$$\frac{\sigma}{f_t} = \left\{ 1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right\} \exp \left(-c_2 \frac{w}{w_c} \right) - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) \exp(-c_2)$$

mit

$$w_c = 5,14 \frac{G_f}{R_t}$$

$$c_1 = 3$$

$$c_2 = 6,93$$

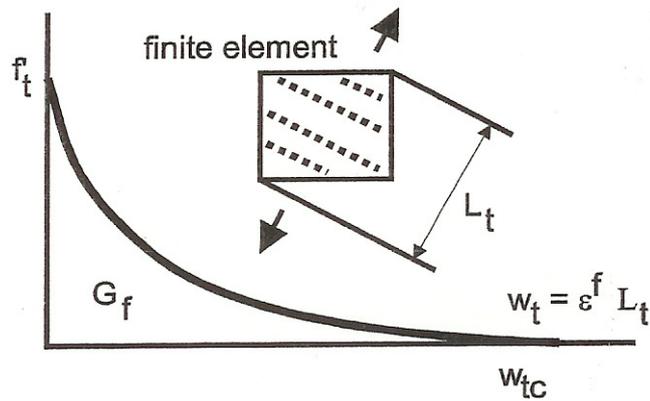


Abb. 4.B.9 Rissöffnungsgesetz nach Hordijk (1991)

4.10 Integriertes Materialmodell der Plastizität und Bruchmechanik (Fracture-plastic Model)

Das umfassende Materialgesetz für Beton im Berechnungsprogramm ATENA kombiniert die beiden oben beschriebenen Methoden: Das Druckversagen nach der Plastizitätstheorie und das Zugversagen entsprechend der Bruchmechanik.

Dabei sind beide Modelle ungekoppelt und unabhängig definiert. Das Materialmodell basiert auf der Dehnungsdekomposition, welche von De Borst (1986) vorgeschlagen wurde.

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p + \varepsilon_{ij}^f$$

ε_{ij} - Gesamtdehnung

ε_{ij}^e - elastische Dehnungskomponente

ε_{ij}^p - plastische Dehnungskomponente

ε_{ij}^f - Bruchdehnungskomponente

Die Plastische- und die Bruchkomponente stellen die Materialschädigung dar.

In der inkrementellen Formulierung wird der neue Spannungszustand σ_{ij}^n wie folgt berechnet:

$$\sigma_{ij}^n = \sigma_{ij}^{n-1} + E_{ijkl}(\Delta\varepsilon_{kl} - \Delta\varepsilon_{kl}^p - \Delta\varepsilon_{kl}^f)$$

Die oberen Indizes n und $n-1$ bezeichnen den neuen bzw. den vorherigen Spannungszustand. E_{ijkl} ist der elastische Materialtensor und $\Delta\varepsilon_{ij}$ das Inkrement des Total-Dehnungstensors. Die Inkremente der plastischen Dehnungen $\Delta\varepsilon_{ij}^p$ und der Bruchdehnungen $\Delta\varepsilon_{ij}^f$ werden nach den Theorien der Plastizität und der Bruchmechanik berechnet, wie sie vorgängig beschrieben wurden.

4.11 Dreiaxiale Druckfestigkeit - Umschlingungseffekt

Die Festigkeit des Betons wird durch die hydrostatischen Druckspannungskomponenten positiv beeinflusst.

Dieses Phänomen wird oft als Umschlingungseffekt bezeichnet und kann gut durch das Materialmodell nach Menetry-Willam erfasst werden.

Eine mögliche Darstellung dieses Effekts kann z.B. unter der Annahme erfolgen, dass die Umschlingungsspannungen in zwei senkrecht orientierte Richtungen gleich sind.

Unter dieser Voraussetzung kann man die Festigkeitsfunktion von Menetry-Willam entsprechend modifizieren durch die Einführung der Beziehung $\sigma_2 = \sigma_3$. Mit dieser Beschränkung kann die erhöhte Festigkeit $f_{c(3D)}$ in der Materialachse 1 als ein Sonderfall der Menetry-Willam Funktion abgeleitet werden:

$$f_{c(3D)} = \sigma_1 = \sigma_2 - \sqrt{f_c^2 - m\sigma_2 f_c}$$

Die einaxiale Festigkeit f_c ist hier positiv und der Umschlingungsdruck σ_2 negativ.

Der Parameter m ist nach der Formel

$$m = 3 \frac{f_c'^2 - f_t'^2}{f_c' f_t'} \frac{e}{(e+1)}$$

mit der Exentrität $e = 0.52$ zu berechnen.

Eine andere, linearisierte Formel ist in Eurocode 2 vorgeschlagen:

$$f_{c(3D)} = f_c \left(1.125 + 2.5 \frac{\sigma_2}{f_c} \right) \quad \text{for } |\sigma_2| > 0,05 f_c$$

Beide Formeln sind am Beispiel von Beton B 35 in den nachfolgenden Bildern dargestellt.

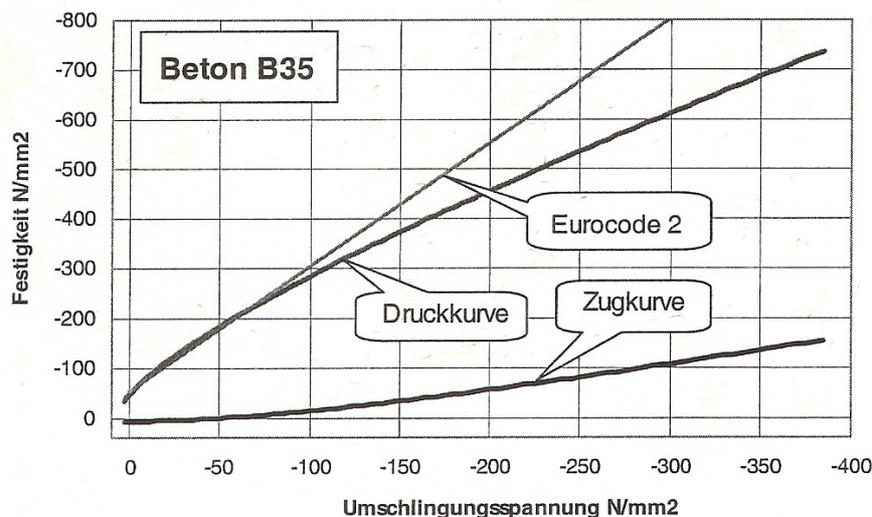
Es handelt sich um die Darstellung der Festigkeitsfunktion auf der Ebene, welche durch die Achse σ_1 und die Äquistrix definiert ist.

Auf der horizontalen Achse ist die durch die Umschlingungsspannung $\sigma_2 = \sigma_3$ beeinflusste Festigkeit in der Richtung der ersten Hauptspannung dargestellt. Die Umschlingungsspannung von z.B. $\sigma_2 = \sigma_3 = -10 \text{ N/mm}^2$ (Druck) verursacht die Erhöhung der ursprünglichen einaxialen Festigkeit von $46,75 \text{ N/mm}^2$ auf $83,11 \text{ N/mm}^2$, eine Umschlingungsspannung von $\sigma_2 = \sigma_3 = -50 \text{ N/mm}^2$ verursacht die Erhöhung auf $184,11 \text{ N/mm}^2$.

Die Druckkurve zeigt ein Versagen, das infolge der wachsenden Druckspannung σ_1 verursacht wird. Diese Lastgeschichte kann z.B. eine proportionale Belastung ($\sigma_3 \geq \sigma_2 \geq \sigma_1$) sein. Die Druckkurve läuft durch den Punkt der einaxialen Festigkeit $-46,75 \text{ N/mm}^2$ auf der vertikalen Achse.

Die Zugkurve ist ein theoretischer Lastfall, der in der Praxis normalerweise nicht zu erwarten ist. Er kann mit einer nichtproportionalen Lastgeschichte erreicht werden, z.B. durch eine zunächst hydrostatische Spannungsbelastung, Beibehaltung einer konstanten Spannung $\sigma_2 = \sigma_3$ und gleichzeitige Entlastung σ_1 bis zum Bruch.

Diese Zugkurve läuft durch den Punkt der biaxialen Festigkeit $\sigma_2 = \sigma_3 = -50,95 \text{ N/mm}^2$ auf der horizontalen Achse.



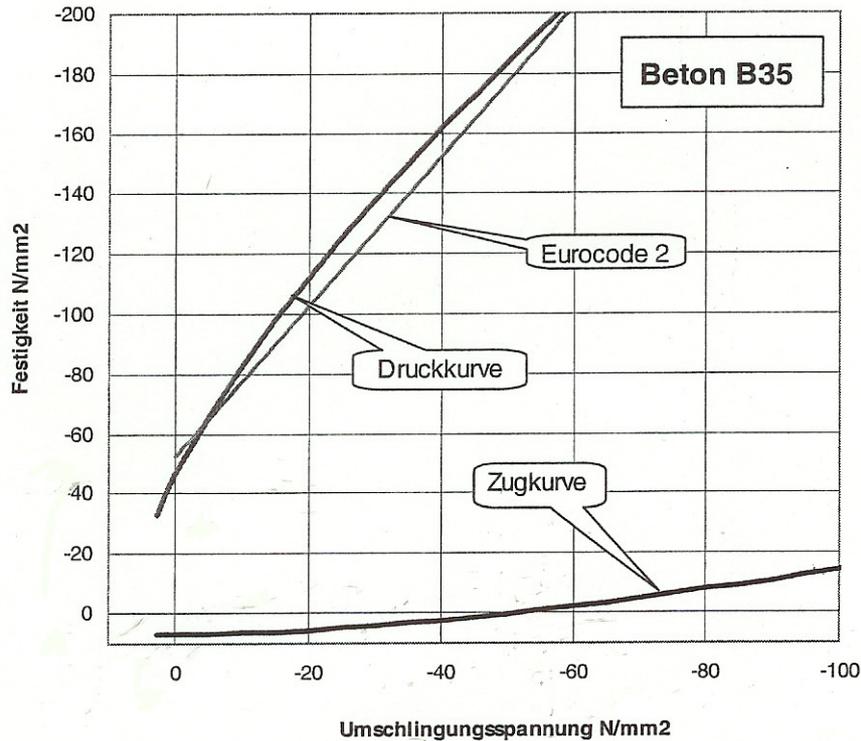


Abb. 4.B.10 a, b Entwicklung der dreiaxialen Festigkeit des Betons B35 als Funktion der Umschlingungsspannung nach Menetrey-Willam und Eurocode 2

4.11.1 Modellierung der Bewehrung

Um eine realitätsnahe Beschreibung des Tragverhaltens von Stahlbetonstrukturen zu ermöglichen, reichen adäquate Stoffgesetze für den Beton alleine nicht aus, es ist notwendig dass die Bewehrung ebenfalls auf angemessenem Niveau modelliert wird.

4.11.2 Bewehrungsmodelle

4.11.2.1 Diskrete Modellierung

Die Beschreibung der diskreten Modellierung der Bewehrung erfolgt in der Regel mit Fachwerkstab oder Seilelementen (Abb. 4.B.11 a, b, c) Diese Elemente können nur axiale Kräfte aufnehmen und haben demnach nur eine Dehnsteifigkeit. Um die vollständige Kompatibilität zwischen den Verschiebungen des Betons und der Bewehrung zu gewährleisten müssen die diskreten Bewehrungselemente auf den Elementrändern der Betonelemente angesetzt werden. Die Bewehrungsknoten und die Betonknoten sind gekoppelt. Den Bewehrungsknoten wird ein einaxiales Konstitutivgesetz für Bewehrungsstahl zugeordnet. Mit der diskreten Modellierung können Längsbewehrung, Schubbewehrung und Torsionsbewehrung abgebildet werden. Allerdings

ist diese Methode doch mit beachtlichem Mehraufwand bei der Diskretisierung und Bewehrungsführung verbunden, da jeder einzelne Bewehrungsstab mit finiten Elementen

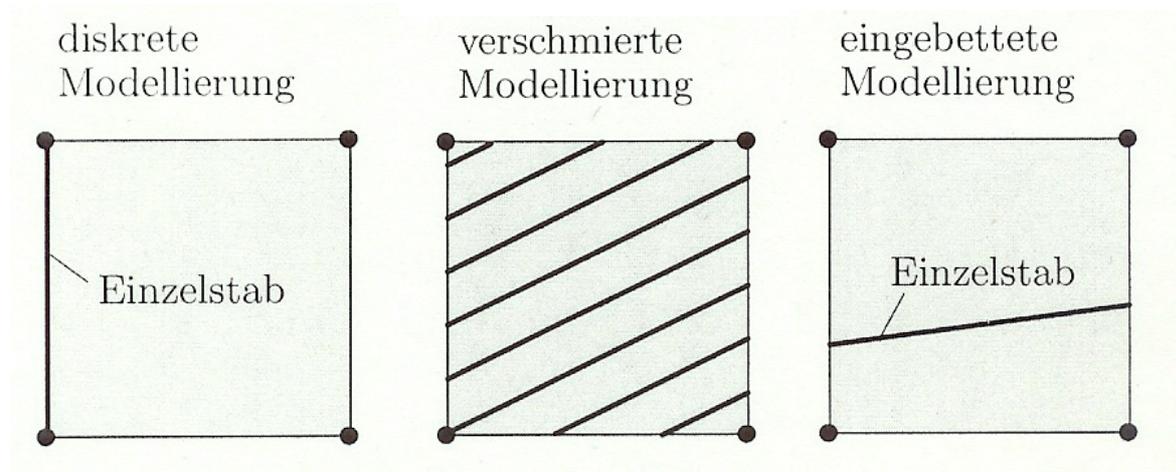


Abb. 4.B.11.a

Abb. 4.B.11.b

Abb. 4.B.11.c

abgebildet werden muss. Im Umfeld der Bewehrung ist eine Diskretisierung mit einem sehr feinen FE-Netz erforderlich. Dies weil die Betonüberdeckung zwischen dem Bewehrungsstahl und dem Betonrand berücksichtigt werden muss und zu verhindern dass sich die Elemente zu stark verzerren. Wenn die Bewehrungselemente auf den Betonrand positioniert werden führt das zur Vergrößerung des inneren Hebelarms und dadurch zu einer realen wenn auch geringen Überschätzung der Traglast.

4.11.2.2 Verbundmodellierung

Bei der diskreten Modellierung einer Bewehrung mit nachgiebigem Verbund wird das diskrete Bewehrungselement durch ein Verbundelement ergänzt. Man kennt bis heute zwei unterschiedliche Verbundelemente die in der Literatur vorgeschlagen werden.

Zum einen das Verbund-Knoten-Element (Bond Link Element) welches von Ngo & Scordelis entwickelt wurde. Dieses besteht aus orthogonalen Federn zur Verbindung und Übertragung von Schub und Normalkräften zwischen einem Bewehrungsknoten und angeschlossenen Betonknoten. Das Feder-Element stellt keine physikalische Dimension dar, so dass die verbundenen Knoten eine geometrisch identische Position im undeformierten FE-Netz haben. Ein Verbund-Knoten-Element für den zwei-dimensionalen Fall ist in Abb.4.B.12 dargestellt. Den beiden orthogonalen Federelementen werden entsprechende Verbund-Konstitutivgesetze zugeordnet. Bei dieser Modellierungsart wirkt sich die Diskontinuität des Verbunds, da nur knotenweise abgebildet, nachteilig aus. Im Weiteren ist die FE-Diskretisierung von der Bewehrungsführung abhängig.

Das zweite Verbund-Element wird als Verbund-Zonen-Element (Bond Zone Element) bezeichnet. Der bedeutende Unterschied zum Verbund-Knoten-Element besteht

darin, dass die Dimension des Verbund-Zonen-Elements endlich ist. Beim Verbund-Zonen-Element wird die Kontaktfläche zwischen dem Betonstahl und dem Beton in unmittelbarer Umgebung des Bewehrungsstabs über ein Materialgesetz formuliert, welches die besonderen Eigenschaften der Verbundzone wiedergeben soll. Dieses Kontaktelement beschreibt eine kontinuierliche Verbundmodellierung. Auch hier muss die Abhängigkeit der Diskretisierung von der Bewehrungsführung als ein Nachteil bezeichnet werden.

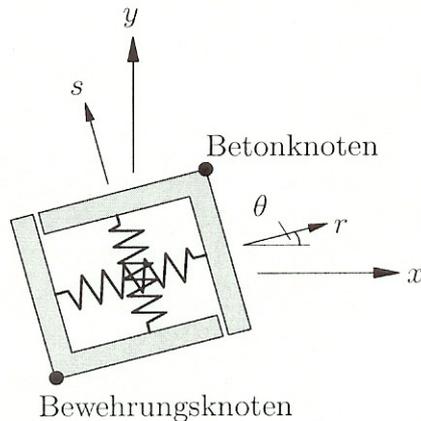


Abb. 4.B.12 Verbund-Knoten-Element

4.11.2.3 Verschmierte Bewehrung

Die verschmierte Modellierung der Bewehrung wird hauptsächlich für die Berechnung von Tragwerken wie Schalen, Platten, oder Scheiben mit unterschiedlichen Bewehrungslagen (z.B. Membranen) angewendet, siehe Abb. 4.B.11 b. Bei der verschmierten Modellierung können auch einzelne Bewehrungsstäbe abgebildet werden. Bei der verschmierten Modellierung wird die Bewehrung gleichmässig im Betonelement (Volumenelement, Schalenelement) verteilt. Der Integrationsprozess innerhalb eines Betonelements muss durch folgende Bedingung ergänzt werden; der konstitutive Tensor des Betonelements wird an jedem Integrationspunkt durch die Berücksichtigung des Bewehrungsgrades additiv modifiziert. Das Konzept der verschmierten Bewehrung wie in den Berechnungen der Lisenen angewendet, ermöglicht die Modellierung n richtungsunabhängiger Bewehrungslagen im isoparametrischen Elementenraum. Abb. 4.B.12

Die konstitutive Beziehung jeder i -ten lautet in Matrixschreibweise

$$\Delta\sigma_L^{R,i} = C_L^{R,i} \Delta\epsilon_L^{R,i} \quad \text{für } i = 1 \dots n,$$

Wobei die inkrementelle Verzerrung $\Delta\epsilon_L^{R,i}$ aus der Transformation des globalen Verzerrungstensors $\Delta\epsilon_G$ des Betonelementes in das lokale Koordinatensystem der Bewehrung folgt.

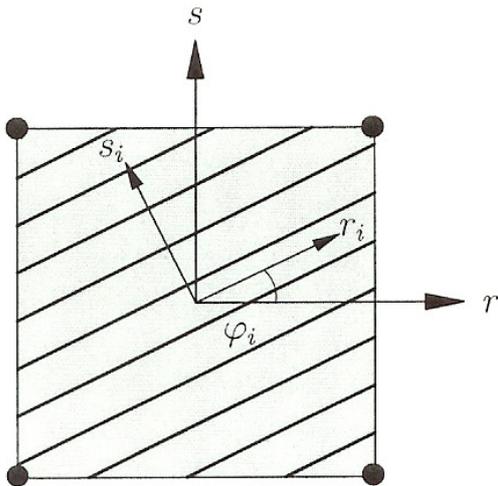


Abb. 4.B.13 2D-Betonelement mit verschmierter Bewehrung

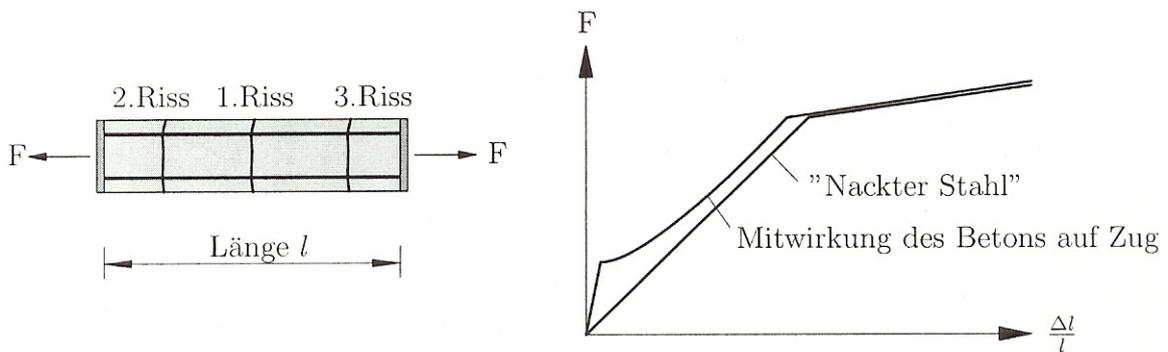


Abb.4.B.14 Tension-stiffening bei einem Stahlbetonzugstab

In Matrixschreibweise lautet diese Transformation

$$\Delta \epsilon_L^{R,i} = \mathbf{T}_1^{\epsilon,i} \cdot \Delta \epsilon_G .$$

Ausführliche Beschreibungen von anteiligen Kräften und der Elementsteifigkeitsmatrizen wurden durch Autoren (Cervenka, Feenstra, Brendler, et.al) erstellt.

5 FEM-Berechnungen mit räumlichen Stabwerkmodellen

5.1 Allgemeines

5.1.1 Berechnung räumlicher Strukturen

Der Kraftfluss in Querrichtung in einem Brückenhohlkasten, wie auch die lokalen Lastpfade im Konstruktionsbeton können mit ebenen Stabwerksmodellen nicht hinreichend verfolgt werden.

Um die Tragmechanismen von räumlichen Strukturen unter lokalen Beanspruchungen zu untersuchen zieht man vorteilhaft die Finite-Elemente-Methode heran.

Mit einem dreidimensionalen FE-Modell wurde in Anlehnung an einen realen Brückenhohlkasten (vergleiche Modell I + II Curbach, FE-ATENA) wurden die Beanspruchungen und Verformungen berechnet. Der Kraftfluss im Bereich der Umlenk- und Verankerungsstellen innerhalb des Hohlkastens wurden durch Spannungstrajektorien visualisiert.

5.1.2 Software und Rechenmodell

Die Berechnungen wurden [45] mit dem FE-Programm ANSYS der Fa. CADFEM mit der Version 5.5.2 durchgeführt. Die Modellierungen für die Vergleichsrechnungen der ebenen Stabwerke wurde mit dem Programm XEST, Version 5.41, die räumlichen Stabtragwerke wurden mit dem Programm XRST, Version 5.41 durchgeführt.

Die räumlichen Strukturen wurden mit Volumenelementen durchgeführt, man hätte dies auch mit Faltwerkelementen machen können. Für die Untersuchung von Umlenk- und Verankerungskonstruktionen eignen sich Faltwerkelemente nicht gut, weil die Tragmechanismen nicht sichtbar gemacht werden können. Das heisst die Schnittkräfte müssen im Prinzip mittels Handrechnung integriert werden, was mit beachtlichem Aufwand verbunden ist.

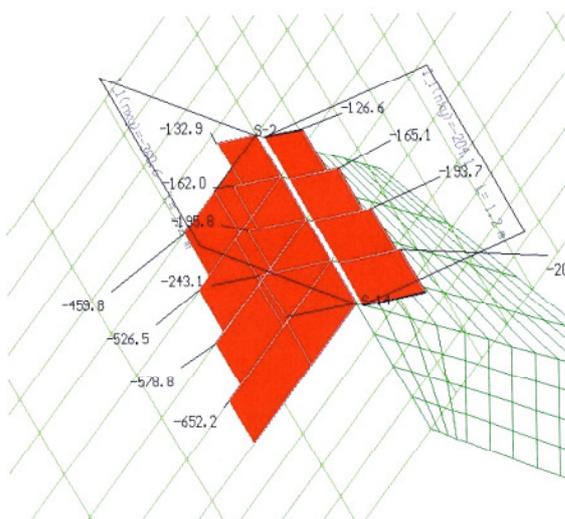


Abb.5.B.1 *Faltwerk Zweischeibenmodell Curbach I*

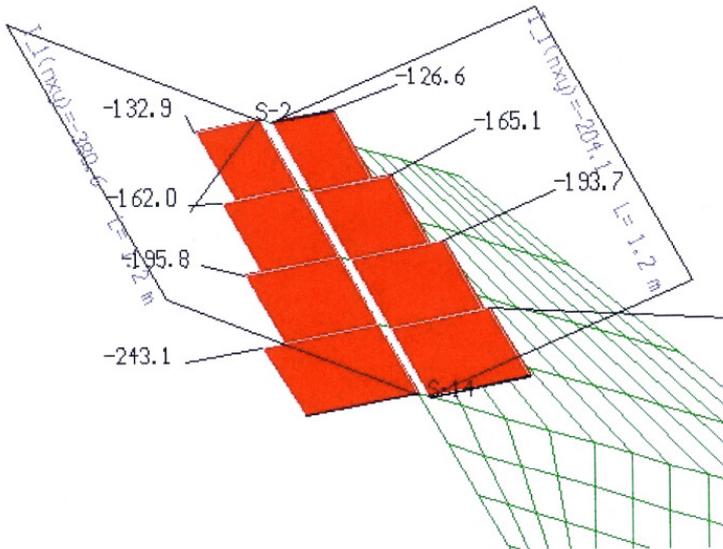


Abb. 5.B.2 *Faltwerk Zweischeibenmodell Curbach I*

5.2 **Untersuchte Varianten**

Es wurden in der Folge vier Systemtypen [45] für die Umlenkung externer Spannglieder in Feldmitte eines Brückenfeldes mit einer Spannweite von 50 m untersucht.

5.2.1 **Systemtyp 1: Umlenkstruktur ohne Aussteifung**

Dies ist die einfachste Variante um Spannglieder externer Vorspannung umzulenken.

Die symmetrischen Blöcke werden in der Bodenplatte verankert und haben keine weiteren Aussteifungen.

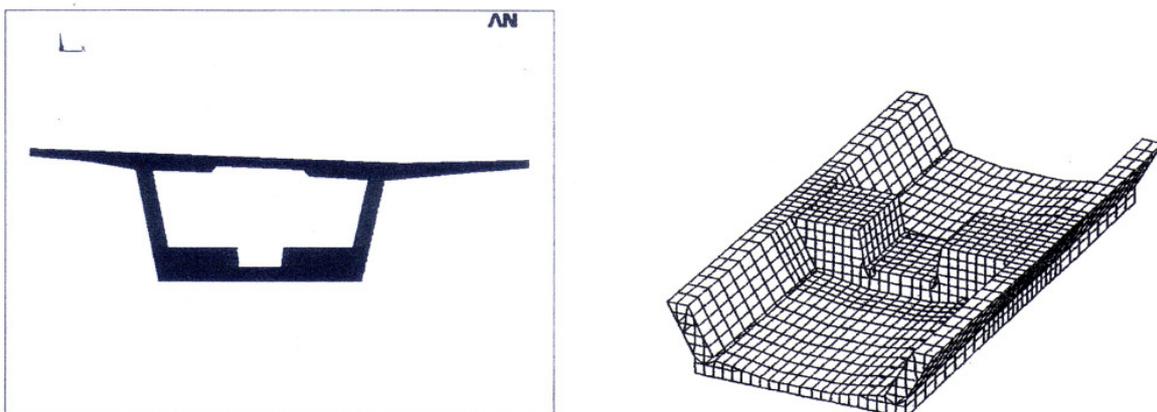


Abb. 5.B.3 *Umlenkstruktur ohne Aussteifung*

5.2.2 Systemtyp 2: Umlenkonstruktion mit mittiger Aussteifung

Dieser Konstruktionstyp wurde in Deutschland z.B. bei der Talbrücke der Nordumgehung Rottweil ausgeführt.

Um die Beanspruchungen in der Bodenplatte zu verringern wurde in Querrichtung eine 60 cm breite und 1 m hohe Querscheibe mittig auf dem Umlenblock angeordnet.

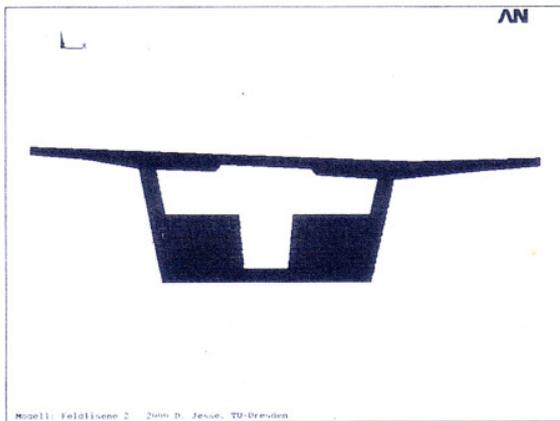


Abb. 5.B.4 Umlenkonstruktion mit mittiger Aussteifung

5.2.3 Systemtyp 3: Umlenkonstruktion mit optimierter Aussteifung

Bei dieser Konstruktion wurde die Querscheibe dem Kraftfluss angepasst.

Die Scheibe wird in ihrer Höhe bis ca. 30 cm unter die Unterkante der Fahrplan geführt. Die Rechteckform in eine Dreiecksform verwandelt.

Diese Form wurde gewählt, um die Bodenplatte besser auszusteifen und so das Krepelmoment in der Bodenplatte zu verringern, gleichzeitig soll auch die Querbiegung im Steg vermindert werden.

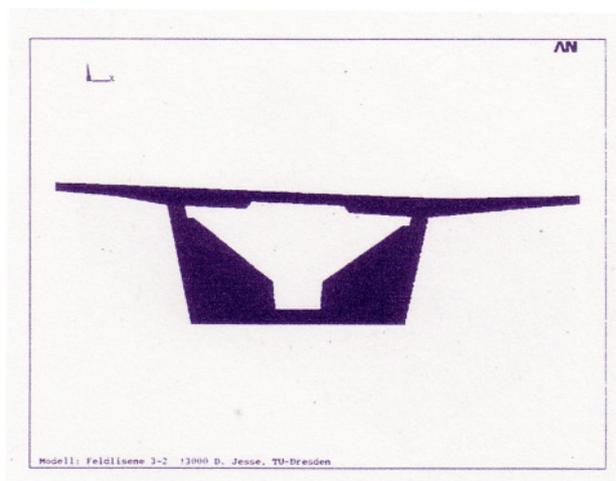


Abb. 5.B.5 Umlenkonstruktion mit mittig angeordneter Schrägscheibe

5.2.4 Systemtyp 4: Verankerungskonstruktion mit zwei Querscheiben (Modell Curbach I)

Curbach schlägt als Weiterentwicklung von Systemtyp 3, das Zweischeibenmodell vor.

Die aus der Exzentrizität der Spannglieder entstehenden Momente werden durch zwei Querscheiben auf dem Verankerungsblock in Form eines Kräftepaars in die Stege geleitet. Für die Bemessung der Verankerungsstelle wird nach Curbach ein Stabwerksmodell nach Schlaich und Schäfer herangezogen.

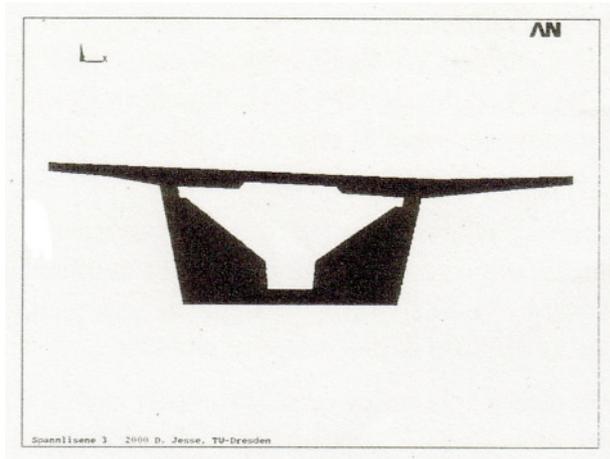


Abb. 5.B.6 Umlenkkonstruktion mit zwei Schrägscheiben

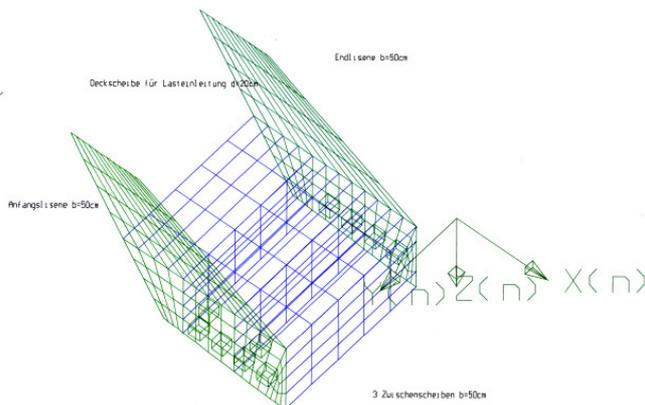


Abb. 5.B.7 Zweischeibenfaltwerkmodell, Modell Curbach

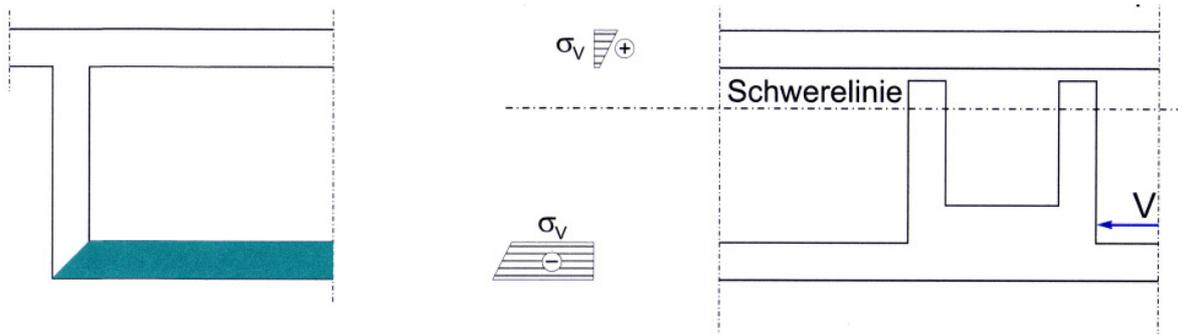


Abb. 5.B.8. Spannungsverteilung in Fahrbahn- und Bodenplatte

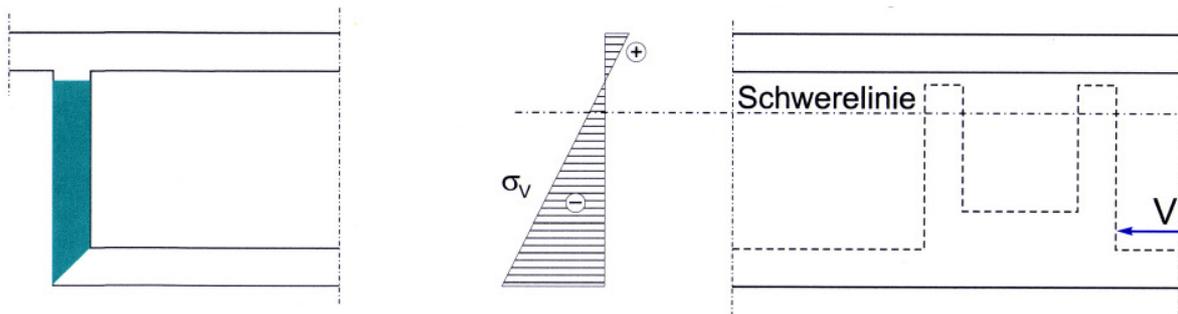


Abb. 5.B.9 Spannungsverteilung im Steg

5.3 Ergebnisse der FE-Berechnung

5.3.1 Systemtyp 1: Umlenkonstruktion ohne Aussteifung

Auf der Oberseite der Bodenplatte im Hohlkasten zeigt sich ein scharf abgegrenztes Zugspannungsfeld. An der Unterseite der Bodenplatte entsteht das zugehörige Druckspannungsfeld. Der Effekt der Versteifung kann nicht deutlich festgestellt werden.

Die ausgesteifte Bodenplatte verhält sich in Querrichtung wie ein Biegebalken, dadurch werden die Lasten zu den Stegen hin abgetragen. Die Bereiche der Bodenplatte folgen den Verformungen des Biegebalkens, sie beteiligen sich aber nicht am Lastabtrag.

Es zeigt sich deutlich, dass durch die Einspannung des Biegebalkens die Stege als Platten auf Biegung beansprucht werden. Ein mitwirkender Bereich wie in der Bodenplatte ist in den Stegen nicht zu erkennen.

Im Bereich der Fahrbahnplatte sind die Auswirkungen der Lasteintragung praktisch vollständig abgeklungen.

Eine starke Bewehrung wird bei diesem Systemtyp 1 an der Oberseite der aussteifenden Bodenplatte in Längsrichtung wie in Querrichtung erforderlich, ebenfalls eine starke Bewehrung wird an den Stegaussenseiten notwendig.

Abmessungen		
1	h =	0,42 m
2	b _m =	4,50 m
3	A =	1,89 m ²
4	W =	0,13 m ³
Schnittkräfte		
5 Stabwerk	N =	-0,84 MN
6	M =	-0,65 MNm
7 FEM	N =	-1,83 MN
8	M =	-0,66 MNm
Spannungen		
9 Stabwerk	σ _{oben} =	4,45 MN/m ²
10	σ _{unten} =	-5,33 MN/m ²
11 FEM	σ _{oben} =	4,03 MN/m ²
12	σ _{unten} =	-5,97 MN/m ²
Abweichungen von FE-Lösung		
13	N _{BPL} :	-54,41 %
14	M _{BPL} :	-2,25 %

Tabelle 5.T.1 Umlenkonstruktion ohne Aussteifung: Vergleichsrechnung
FE-Modell Stabwerk

5.3.2 Systemtyp 2: Umlenkonstruktion mit mittiger Aussteifung

Der Lastabtrag erfolgt hier wie beim Systemtyp 1 über einen in die Stege eingespannten Biegebalken. Durch die Aussteifung in der Mitte des Umlenkblocs angeordnet, werden jedoch die Beanspruchungen relativ stark verringert. Die Absolutwerte der Biegespannungen sind insgesamt ca. 50 % geringer. Im innern der aussteifenden Querscheibe bildet sich eine Druckstrebe. Die Druckstrebe steigt unter einem Winkel von ca. 30° auf. Die Druckstrebe leitet Ihre Kraft praktisch in Form einer Einzellast in den Steg. Im Gegensatz zum Systemtyp 1 ist hier eine Plattentragwirkung in den Stegen wirksam.

5.3.3 Systemtyp 3: Umlenkonstruktion mit optimierter Aussteifung

In dieser Variante erfolgt der Lastabtrag im Prinzip wie beim Systemtyp 2. Die Querscheibe wurde hier aber in eine Dreiecksform überführt.

Durch die geänderte Geometrie führt dazu dass sich die Steifigkeit der Umlenkonstruktion erhöht. Die Querscheibe weist dadurch in Querrichtung leicht höhere Biegespannungen auf, hingegen mit einer deutlich geringeren Querverformung in der Bodenplatte. Wird die Höhe der Scheibe vergrößert und direkt knapp unter die obere Rahmenecke geführt, können die Lasten direkt eingeleitet werden. Dies führt zu geringeren Biegebeanspruchungen in Querrichtung des Steges.

Abmessungen		
1	h =	0,42 m
2	b _m =	2,50 m
3	A =	1,05 m ²
4	W =	0,07 m ³
Schnittkräfte		
5 Stabwerk	N =	-1,00 MN
6	M =	-0,01 MNm
7 FEM	N =	-1,19 MN
8	M =	-0,10 MNm
Spannungen		
9 Stabwerk	σ _{oben} =	-0,78 MN/m ²
10	σ _{unten} =	-1,13 MN/m ²
11 FEM	σ _{oben} =	0,28 MN/m ²
12	σ _{unten} =	-2,55 MN/m ²
Abweichungen von FE-Lösung		
13	N _{BPL} :	-15,88 %
14	M _{BPL} :	-87,61 %

Tabelle 5.T.2 Umlenkstruktur mit mittig angeordneter Schrägscheibe: Vergleichsrechnung FE-Modell Stabwerk

5.3.4 Systemtyp 4: Verankerungskonstruktion mit zwei Querscheiben (Modell Curbach)

Die Berechnungen zeigen durch die Hauptspannungstrajektorien die Wirkungsweise der Scheiben sehr gut auf. Die Ausbildung eines Zugstabes und einer Druckstrebe wird in den beiden Scheiben erkennbar, allerdings werden die beiden Scheiben relativ stark auf Biegung beansprucht. Durch die leichte Verdrehung des Verankerungsblockes um die x-Achse, zeigt sich dass die beiden Scheiben, weil relativ stark auf Biegung beansprucht, sich der erwarteten Scheibentragwirkung geringfügig entziehen.

Grundsätzlich kann die Zwei-Scheiben-Konstruktion in Ihrer Funktion bestätigt werden. Dies beweist die Abnahme der Verformungen in der Bodenplatte in einer Größenordnung von 40 % gegenüber den anderen Systemtypen.

5.4 Bemessungsmodell für Umlenkstrukturen

5.4.1 Rechenmodelle

In einem gemeinsamen Forschungsvorhaben beschäftigten sich [69] und [53] mit verschiedenen Rechenmodellen zum Thema Verbindung, Verankerung, Verankerungskonstruktion, (Kraftübertragung, Ankerkörper-Beton).

In [69] wird zur Bestimmung der Tragfähigkeit ein Handrechenverfahren heran-

gezogen. In [53] wird die Tragfähigkeit mit dem Einsatz der Finite-Elemente-Methode untersucht. In [69] auf die erhöhten Stahlspannungen nach Eurocode 2 [34]. In [69] und werden drei Rechenverfahren angeführt, mit welchen das Tragverhalten der Verbindung, Verankerung- und Verankerungskonstruktion erfasst werden kann.

In [53] wurden mit der Finite-Elemente-Methode Parameteruntersuchungen zur Verbindung, Verankerung, Verankerungskonstruktion durchgeführt. Durch die Einflussparameter Querbewehrung, Ankerplattenabmessungen - Lastexzentrizität und Störbereich konnte mit den Berechnungen gezeigt werden, dass die Finite-Elemente-Methode sich grundsätzlich für die Berechnung des Kraftereinleitungsbereichs eignet. Eine Übersicht über die Berechnungen und die untersuchten Einflussparameter ist in Tabelle 5.T.1 dargestellt.

Anzahl	Ankerplatte	Elementierung	Parameter
25	rechteckig	Scheibenelemente	- Querbewehrungsgehalt - Ankerkörperabmessungen - Ankerplattenabmessungen - Lastexzentrizität
39	rund	Rotationssymmetrische Elemente	- Querbewehrungsgehalt - Ankerkörperabmessungen - Ankerplattenabmessungen
6	Mehrflächenverankerung	Scheibenelemente kombiniertes Scheiben / Fachwerkmodell	- Versuchsnachrechnungen - keine Parameteruntersuchungen

Tabelle 5.T.3 Durchgeführte FE-Berechnungen [60]

In [69], [53] und [64] werden die bekanntesten Rechenmodelle für die Berechnung der Verbindung Verankerung Verankerungskonstruktion ausführlich behandelt, so dass hier nicht weiter darauf eingegangen werden soll.

5.4.2 Ingenieurmodelle

Bei Umlenkstrukturen ohne [30] [64] Spannglied-Endverankerungen wird in der Regel die gesamte Umlenkkraft in der Bodenplatte zurückgehängt. Bei Umlenkstrukturen mit Spannglied-Endverankerungen und bei Umlenkungen mit Kabelführung nahe am Steg sind Druckstreben (Scheiben) im Winkel zwischen 25 ° bis 30 ° empfehlenswert. Dadurch geht nur ein Teil der Kraft direkt in die Bodenplatte wodurch die Krepelmomente in der Bodenplatte verringert werden, was wünschenswert ist. Gemäss der Richtlinie für externe Vorspannung 1999 müssen zusätzlich zu den planmässigen Umlenkwinkeln beidseitig der Umlenkung ein Vorhaltemass von 3° berücksichtigt werden. Die anzusetzende Bewehrung muss im Bereich der planmässigen und unplanmässigen Umlenkung entsprechend dem Umlenkradius abgestuft angeordnet werden

Die prinzipielle Anwendbarkeit von Stabwerkmodellen für die Bemessung von Verankerungskonstruktionen ist in mehreren Forschungsprojekten [70], [46], [41], [30], [64] bestätigt worden, es müssen aber in der Bewehrungsform verschiedene Einflussparameter mitberücksichtigt werden.

Die heute in der Praxis für die Bemessung von Umlenk- und Verankerungskonstruktionen verwendeten Ingenieurmodelle sind in den meisten Fällen noch nicht hinreichend effizient, weil der Kraftfluss unzureichend verfolgt wird und dadurch die Tragwirkungen nicht wirklichkeitsnah erfasst werden können. Dies kann zu einer unwirtschaftlichen Bemessung führen.

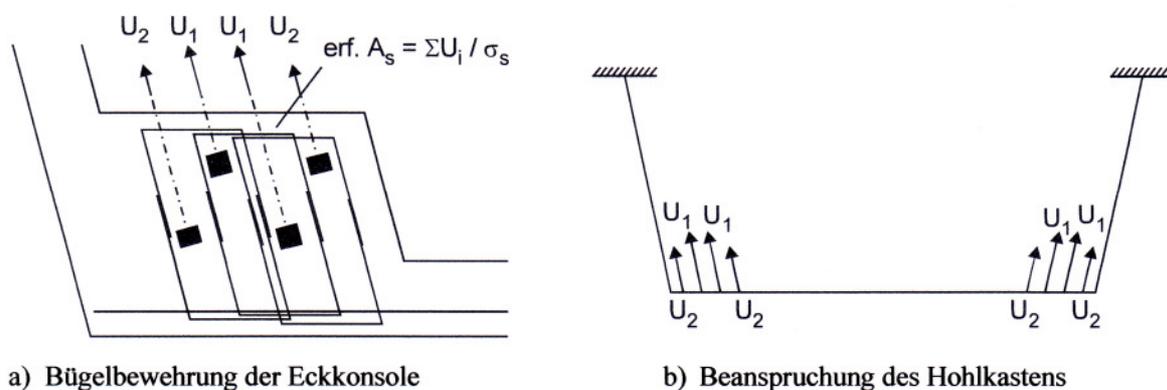


Abb. 5.B.10 a) und b)

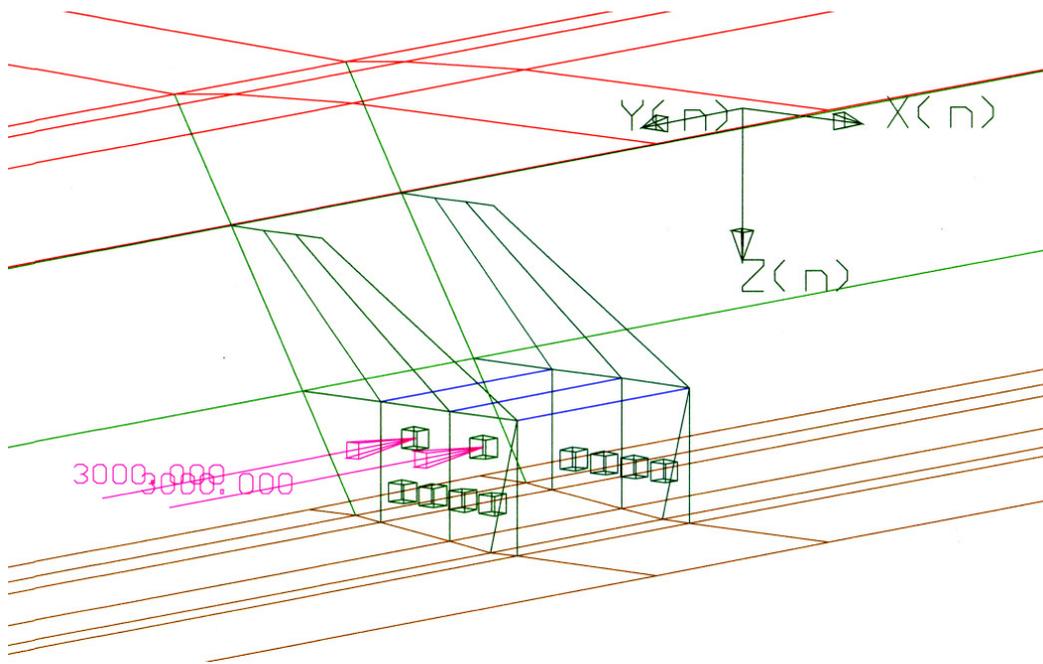


Abb. 5.B.11 Abspannung Vorspannung Lastfall 1, Modell Curbach

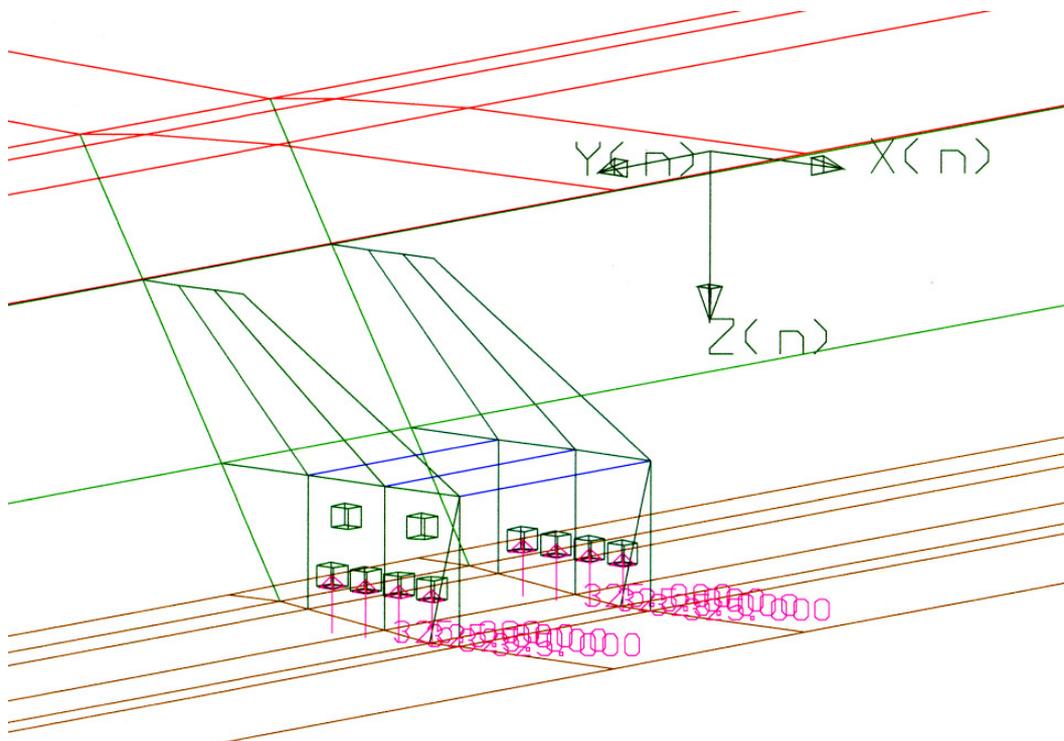


Abb. 5.B.12 Umlenkung Vorspannung Lastfall 2, Modell Curbach

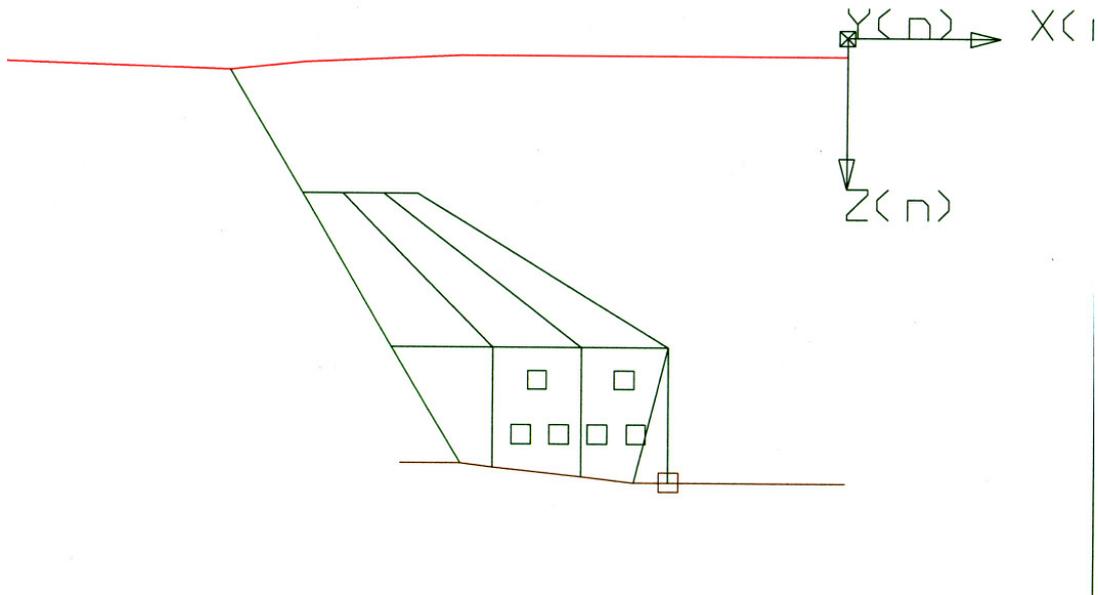


Abb. 5.B.13 Lagersteifigkeiten

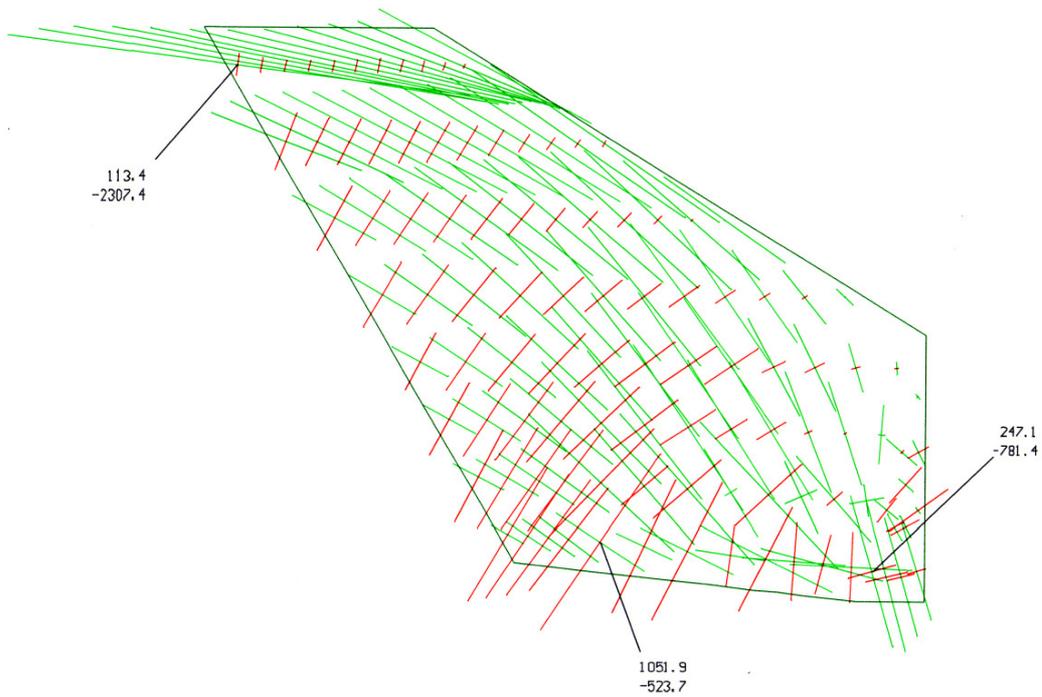


Abb. 5.B.14 Trajektorien Hauptnormalkräfte *Faltwerk* Zweischeiben-Modell I
Curbach



Abb. 5.B.15 Modell Brückenquerschnitt

Um die Scheibenbeanspruchung [64], [45] der Stegscheiben wirklichkeitsnahe zu erfassen und die Krafteinleitung in den Steg zu berücksichtigen, wird die Berechnung an einem Scheibenmodell und nicht an einem Rahmen wie bei anderen Ingenieurmodellen statt. An diesem Scheibenmodell kann direkt die notwendige Scheibenbewehrung ermittelt werden. In weiteren Rechenschritten wird die Umlenkraft als äussere Belastung mit einem dreidimensionalen FE-Modell berechnet bei dem auch der direkte Anteil der Krafteinleitung in den Steg abgegrenzt werden kann.

Die FE- Methode mit Scheibenelementen eignet gut, um das Tragverhalten von verankerten Spanngliedern zu berechnen. Trotzdem gelingt eine exakt quantitative Bestimmung der wirklichen Tragfähigkeit nicht vollkommen hinreichend. Um wirklichkeitsnahe Resultate zu erhalten, sind vertiefere Untersuchungen mit nichtlinearen FE-Volumenelementen, wie in Kapitel 6 beschrieben, notwendig.

Ansicht A-A M 1:25

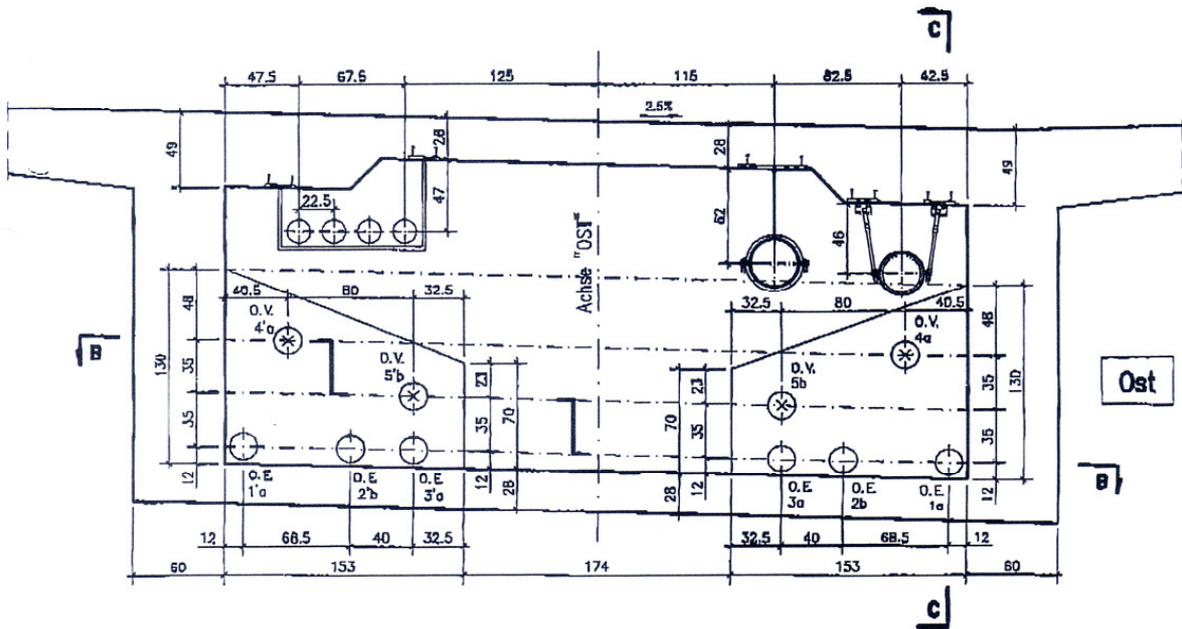


Abb. 5.B.16 Querschnitt Umlenkkonstruktion Flussbrücke

Längsschnitt C-C M 1:25

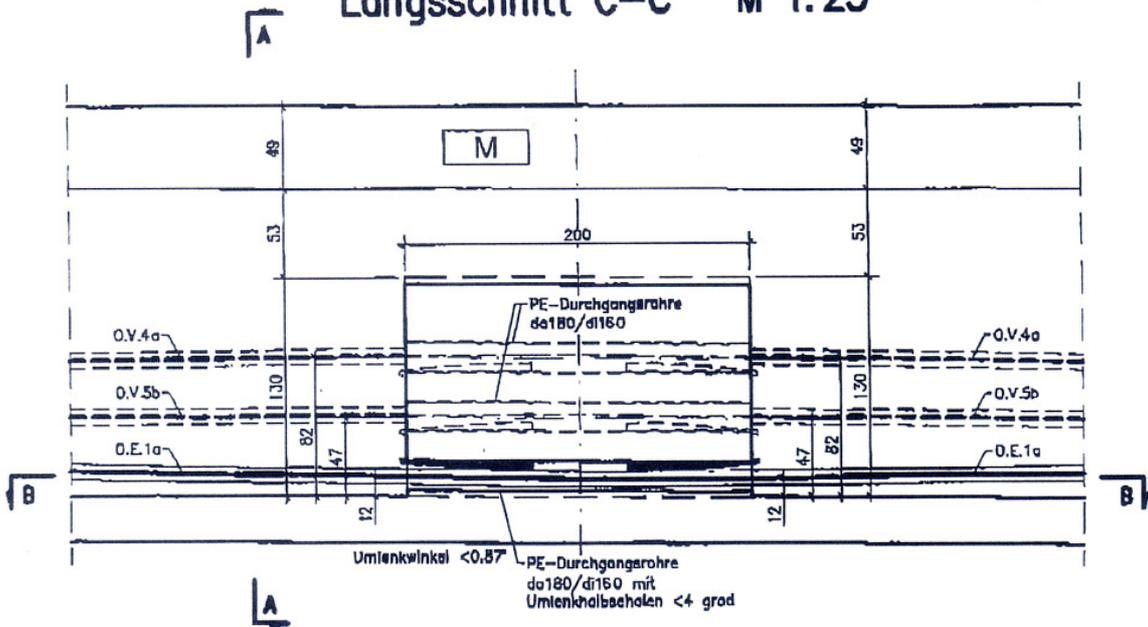


Abb.5.B.17 Längsschnitt Umlenkkonstruktion Flussbrücke

5.4.2.1 Bemessung einer Umlenkstruktur bei einer dreifeldrigen Flussbrücke

Die Mittelspannweite beträgt 101.00 m, in deren Mitte werden pro Brückenhälfte 3 Kabel mit P_0 2'970 kN, mit einer Pfeilhöhe von 0.54 m umgelenkt

$$P_0 = 2'970 \text{ kN}$$

$$U = 4 \times p \times f / l = 4 \times 2'970 \times 0.54 / 101 = 63.5 \text{ kN pro Kabel}$$

$$\text{Total: 6 Kabel} = 6 \times U, = 6 \times 63.5 \text{ kN} = 381 \text{ kN}$$

$$\text{Bemessung: } A_s \text{ erf. } 1.5 \times 381 \times 10^3 / 285 = 2005 \text{ mm}^2 / 100 = 20.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{oder nach [9] } A_s \text{ erf. } 381 \text{ kN} / 180 \text{ N mm}^2 = 21.2 \text{ cm}^2 / 6$$

$$= A_s \text{ pro Kabel } 3.5 \text{ cm}^2 / \text{m}^1$$

Die Lisene hat eine Fläche von 1.53 m^2 , und eine Länge von 2.0 m, = 3.06 m^3

Theoretisch notwendige Bewehrung für die Rückhängung der Umlenkkräfte in die Bodenplatte nach [9]

$$= A_s, \text{ pro } / \text{m}^1 = 21.2 \text{ cm}^2 \times 2 = 42.4 \text{ cm}^2 / 1.53 \text{ m}^2 = 27.77 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$$

$$= A_s 0.277 \% / \text{m}^2 = A_s 21.82 \text{ kg} / \text{pro } \text{m}^3 / \text{Konstruktionsbeton!}$$

Tatsächlich wurden für die Bewehrung der beiden Lisenen, 1227 kg Bewehrungsstahl eingelegt.

$$\text{d. h. } 1227 \text{ kg} / 2 = 613 \text{ kg pro Lisene} / 2 \text{ m} / 306 \text{ kg} / 1.53 = 200 \text{ kg} / \text{m}^3 / 0.617 \text{ kg} = 324.14 \text{ m}^1 \times 0.785 = 254.45 \text{ cm}^2 = A_s 2.54 \% \text{ m}^2$$

Aus oben beschriebenem Beispiel kann die Erkenntnis abgeleitet werden, dass bei der Bemessung von Umlenk- und Verankerungsstellen neben den Stab-, bzw. Scheibenkräften die gemäss [9], [25] bemessen werden, insgesamt eine saubere und effiziente Bewehrungsform gefunden werden muss.

5.4.3 Regelungen, Normen und Empfehlungen zur Bemessung von Umlenk- und Verankerungsstellen

5.4.3.1 Sicherheitsbeiwerte

Üblicherweise werden die Umlenk- und Verankerungskonstruktionen nach DIN 1045 (7.88) [24] bemessen. Die [64] Rissbreiten im Gebrauchszustand wurden in der Richtlinie für Betonbrücken [9] mit einer zulässigen Betonstahlspannung von $\sigma_{s,zul} = \beta_s / 2.8$ geregelt.

Dieser Grenzwert wurde im Fachbericht DIN 102 [25] nicht übernommen, hingegen wurde in diesem für die einwirkende Vorspannkraft ein Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen von $\gamma_p = 1.35$ beaufschlagt und festgeschrieben. Gefordert wird ebenfalls die Führung eines Rissbreitennachweis für eine Rissbreite von 0.3 mm. Beim Betonstahl wird ein Sicherheitsbeiwert von $\gamma_s = 1.15$ festgelegt.

5.4.3.2 Rissbreitenbeschränkung

Nach dem Grenzwertsatz 1 der Plastizitätstheorie hat eine Konstruktion die notwendige Sicherheit [30], [64] wenn sich im Tragwerk ein Gleichgewichtszustand einstellen kann, ohne dass die Grenzdehnungen überschritten werden. Um das Gleichgewicht zu erreichen sind oft grosse Rotationen der Querschnitte erforderlich, verbunden mit unkontrollierter Rissbildung. Der Rissbreitennachweis kann vereinfacht für die Spannstahlspannungen im Gebrauchszustand durch eine Begrenzung der Betonstahlspannungen entsprechend der im DIN Fachbericht 102 [25] angegebenen Tabelle 4.120 für eine Rissbreite von 0.3 mm geführt werden.

6 Vergleichsmodell I und Vergleichsmodell II Feldlisenen (Curbach)

6.1 Krafteinleitung in Feldlisenen

In der Arbeit werden zwei Modelle untersucht, Vergleichsmodell I und Vergleichsmodell II.

Die Untersuchungen wurden anhand eines nichtlinearen FE-Modells mit Volumenelementen durchgeführt. Im Modell enthalten sind die Verankerungskonstruktion und die anschliessenden Störbereiche.

Im Rahmen der Untersuchungen wurde die Geometrie der Feldlinse in Länge, Breite und Höhe laufend optimiert und angepasst.

Die Probleme bei der Verankerung externer Spannglieder bestehen darin, dass örtlich sehr grosse Spannkraft in den Hohlkasten eingeleitet werden müssen. Infolge der Exzentrizität der gegebenen Spannkraft zur Ebene des an die Feldlinse anschliessenden Brückenhohlkastens entstehen sehr grosse Momente, die örtlich zu grossen Verformungen und zu Rissen führen können.

Schon bei der Ausführungsplanung sollte beachtet werden, dass die Umlenkbeanspruchung sowohl im Bereich des planmässigen Umlenkwinkels wie auch im Bereich des Vorhaltemasses von $+ 3^\circ$ in der statischen Berechnung berücksichtigt wird.

Idealerweise sollte bei den Umlenksätteln und Feldlisenen bei 4 Kabelführungen ein minimaler Radius von 5.0 m gewählt werden.

Das Vergleichsmodell I wurde von Curbach vorgeschlagen. Durch zwei Querscheiben auf dem Verankerungsblock in Form eines Kräftepaars werden die Momente aus der Exzentrizität der Spannglieder in die Stege eingeleitet.

Dadurch kann sich der Steg auf Grund seiner grossen Biegefestigkeit in der Stegebene an der Lastabtragung beteiligen.

Nachfolgend werden die erzielten Resultate der nichtlinearen Berechnungen für die Krafteinleitung am Zwei-Scheibenmodell-Feldlinse aufgezeigt. Mit den Berechnungen wurde das Ziel verfolgt die Kraftflüsse aufzuzeigen sowie den optimalen Bewehrungsgehalt zu ermitteln damit die Rissbreiten im Verankerungsblock unter Gebrauchslasten kleiner als 0.20 mm gehalten werden können. In den ersten Berechnungen waren die zwei Spannglieder noch über Stahlplatten mit den Abmessungen 300 x 300 x 30 mm verankert. Diese Stahlplatten erwiesen sich als zu klein. In den Folge-Berechnungen wurden Stahlplatten mit den Abmessungen (420 x 420 x 30 mm) eingesetzt, dies hatte auch zur Folge, dass der Verankerungskörper, die Feldlinse, in ihren Abmessungen leicht vergrössert werden musste.

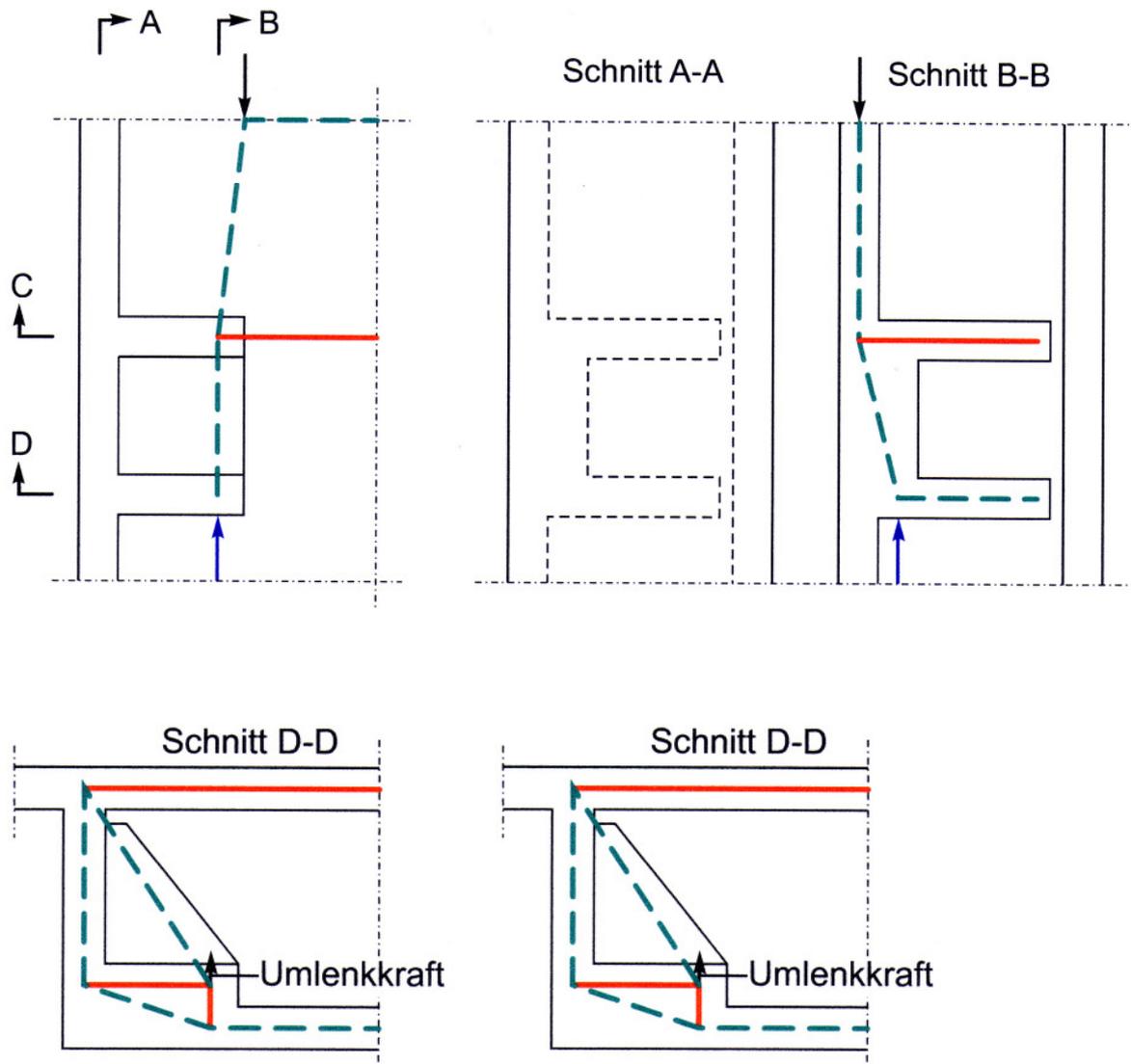


Abb. 6.B.1 Stabwerkmodell für Anteil der Spannkraft „Bodenplatte“

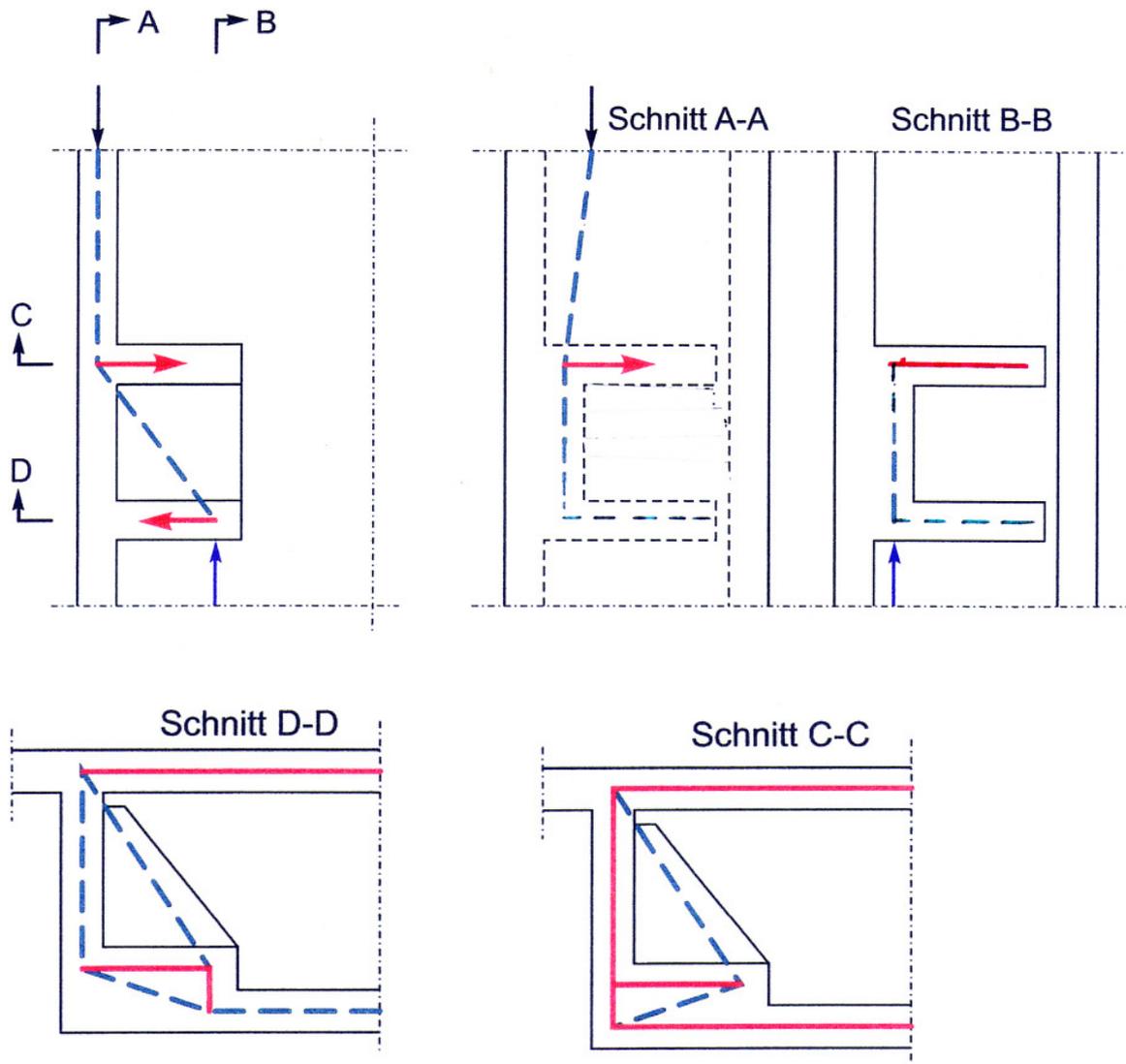


Abb. 6.B.2 Stabwerkmodell für Anteil der Spannkraft „Steg“

6.2 Zwei Scheiben-Vergleichsmodell I (Curbach)

Beim Zwei-Scheiben Feldlisenen-Modell können die Stege mit ihrer grossen Biegesteifigkeit in Stegebene den grössten Teil der Kreppmomente übernehmen.

6.2.1 Finite-Element-Modell

Das Finite-Element-Modell besteht aus nicht linearen „Standard“ isoparametrischen Elementen.

Modell C	
Anzahl Knoten	11118
Anzahl Elemente	9103
Anzahl Bewehrungselemente	24123
Modell D	
Anzahl Knoten	11302
Anzahl Elemente	9233
Anzahl Bewehrungselemente	24214
Modell E	
Anzahl Knoten	11209
Anzahl Elemente	9233
Anzahl Bewehrungselemente	24019

Tabelle 6.T.1 Numerische Modelle angewendet in den Berechnungen.

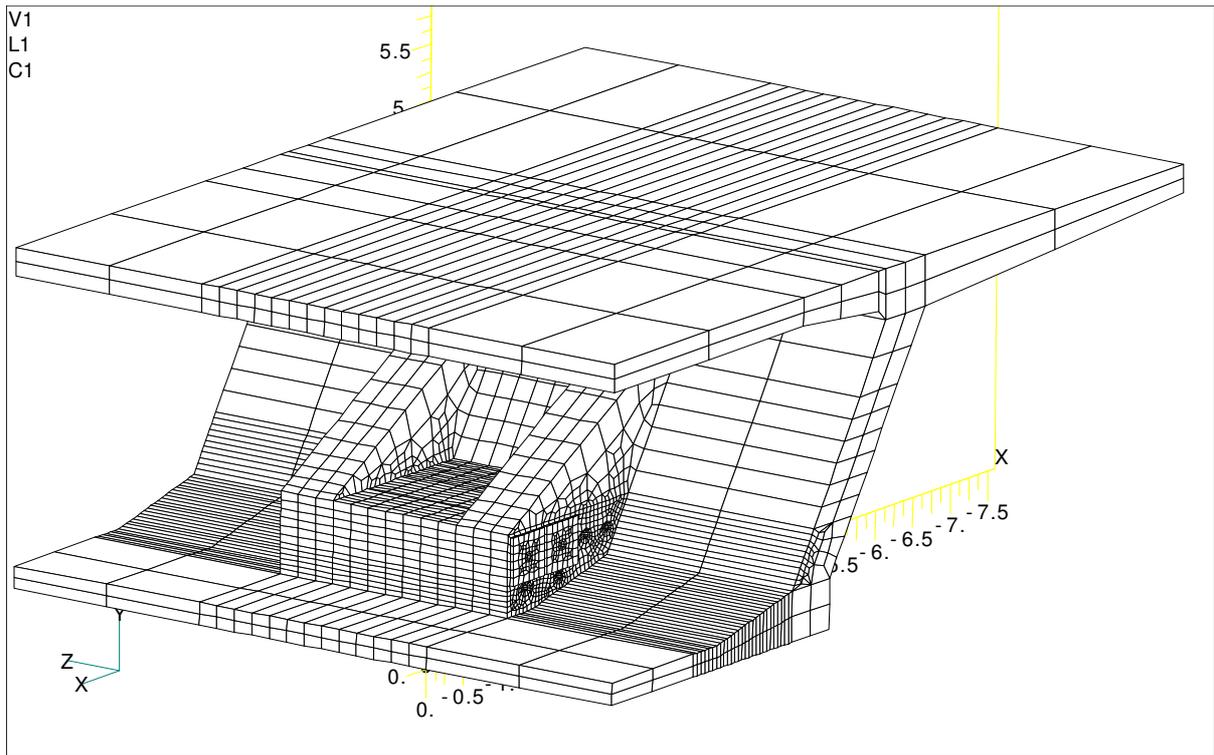


Fig. 1 Numerisches Modell C

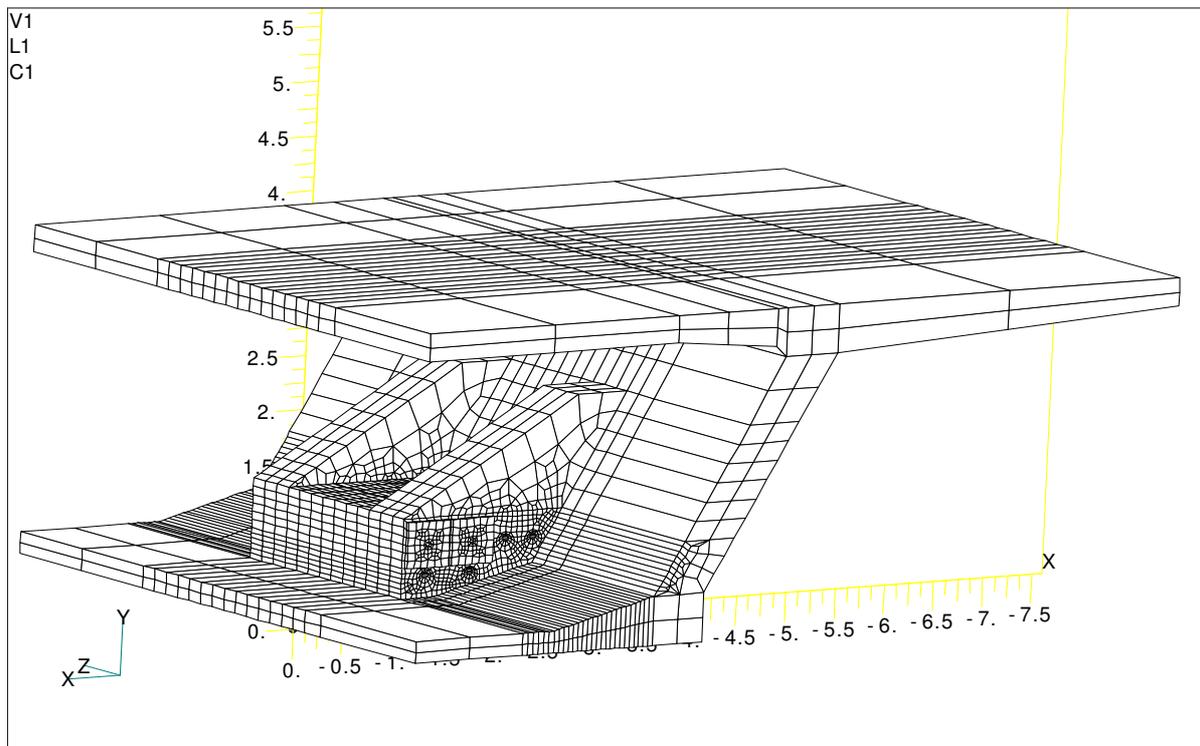


Fig. 2 Numerisches Modell D

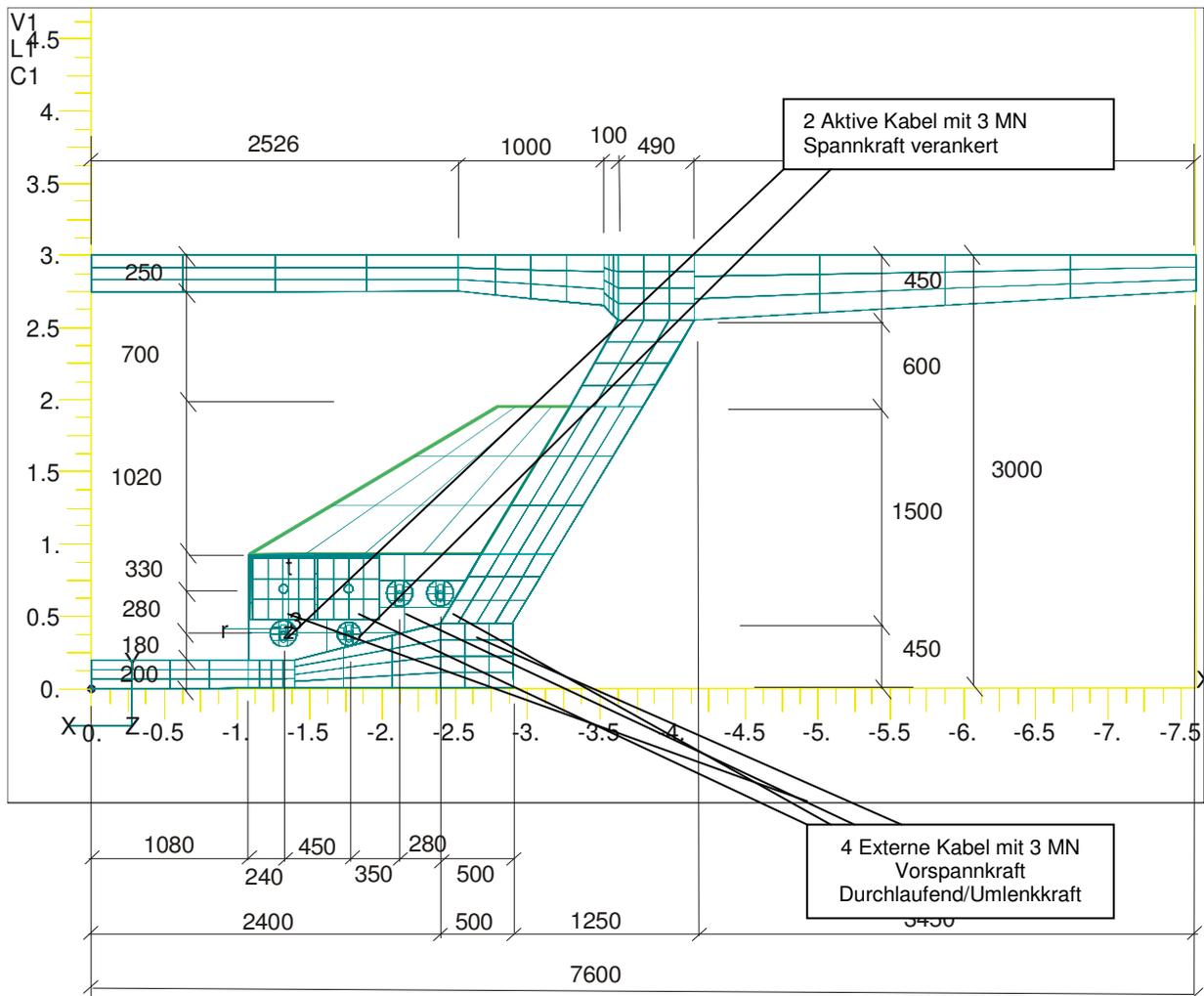


Fig. 3 Ansicht des numerischen Modells mit den Hauptabmessungen.

Die durch die externen Vorspannkabel erzeugten Kräfte sieht man in der Fig.7 und Fig.8. Diese sind in 2 Lastfälle aufgeteilt. Beim Lastfall 1 liegen 4 Vorspannkabel auf einem Ulenksattel mit einem Radius von 10 m. Jedes Kabel hat eine Vorspannkraft von 3 MN. Die Ulenk-Verteilkraft eines jeden Kabels beträgt 0.654 MN.

Der Lastfall 2 stellt 2 Vorspannkabel dar welche im Aktiv-Ankerblock verankert sind, mit Vorspannkräften in Z-Richtung.

Jedes dieser beiden Kabel hat eine Vorspannkraft von 3 MN auf Niveau Gebrauchslasten. Die Kräfte werden über Stahlankerplatten mit den Abmessungen von 420 mm x 420 mm x 30 mm in den Ankerblock abgegeben.

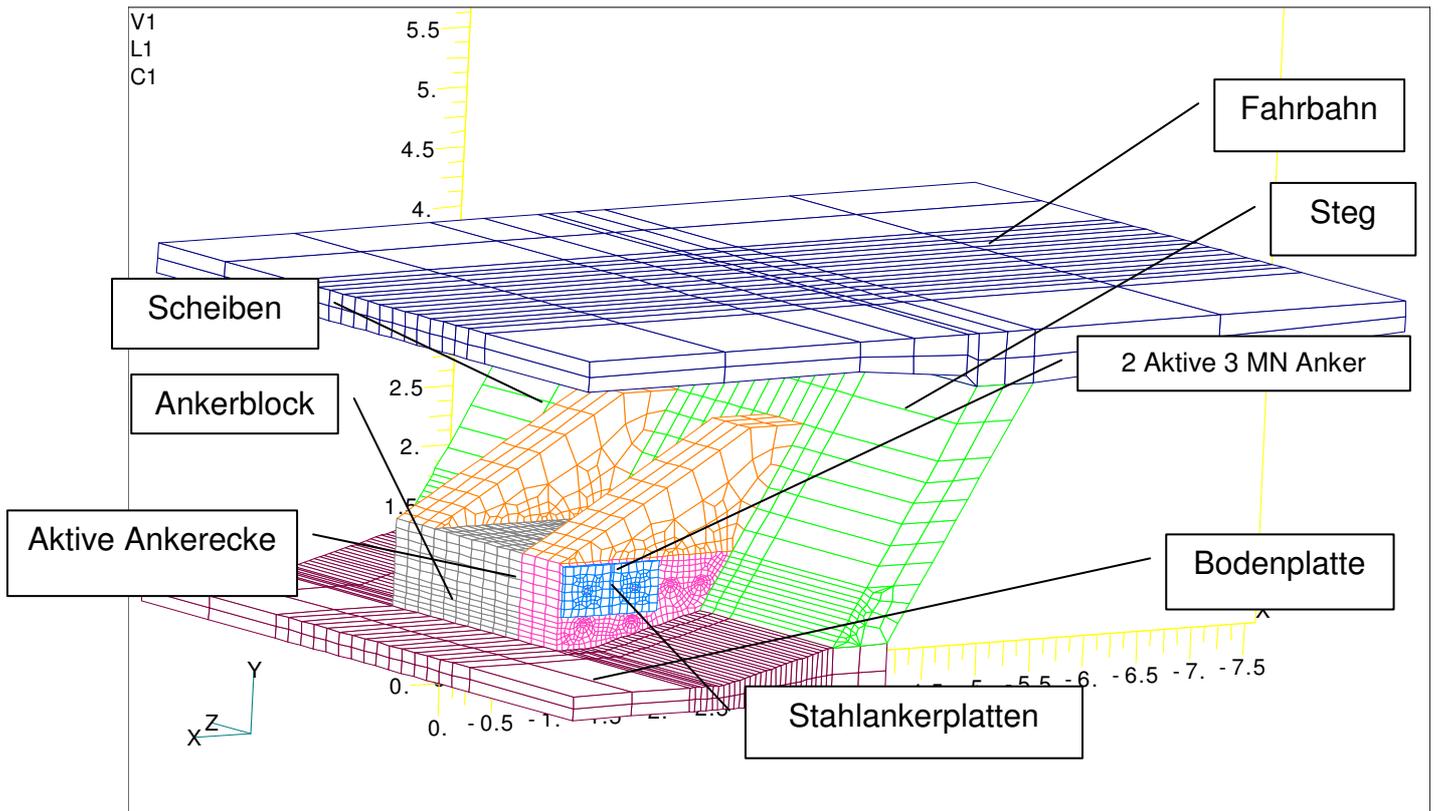


Fig. 4 Bereiche des Brückensegmentes mit verschiedenen Bewehrungsgehalten.

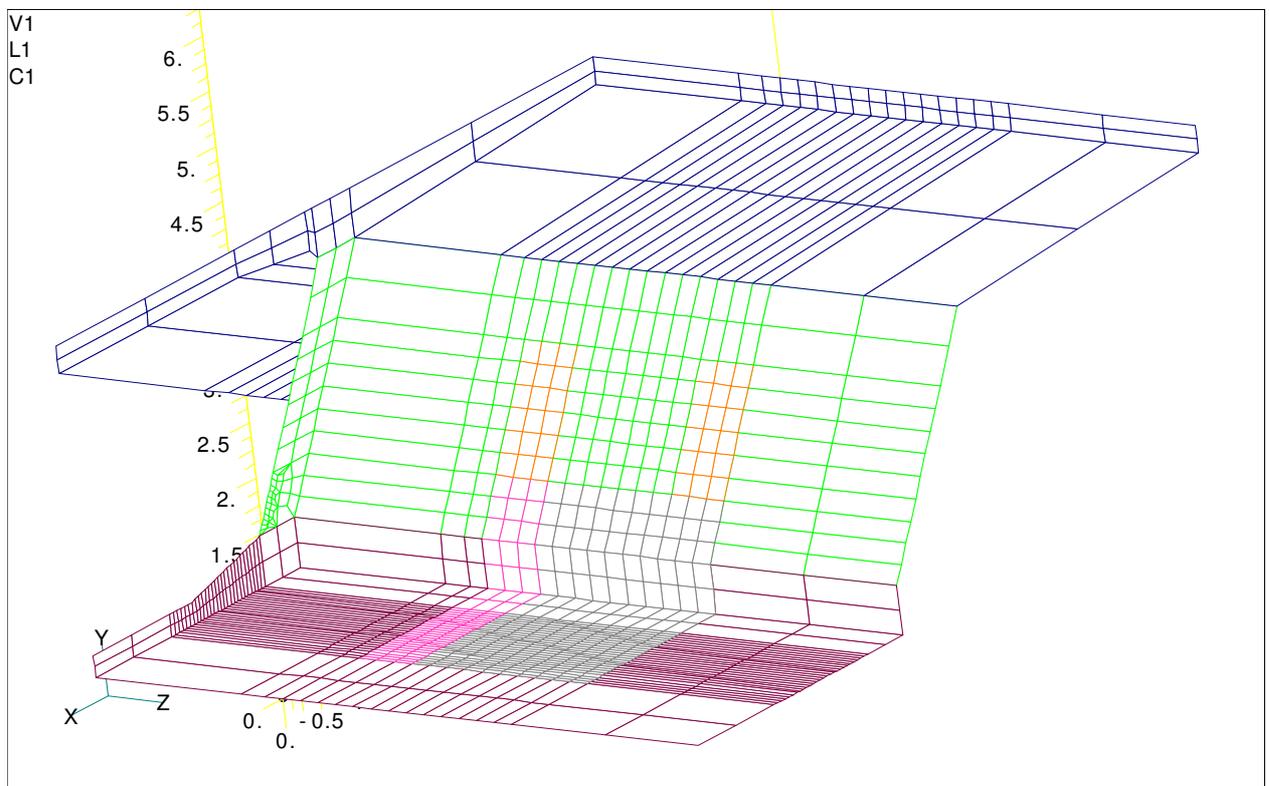


Fig. 5 Rückansicht des Brückensegmentes mit verschiedenen Bewehrungsgehalten.

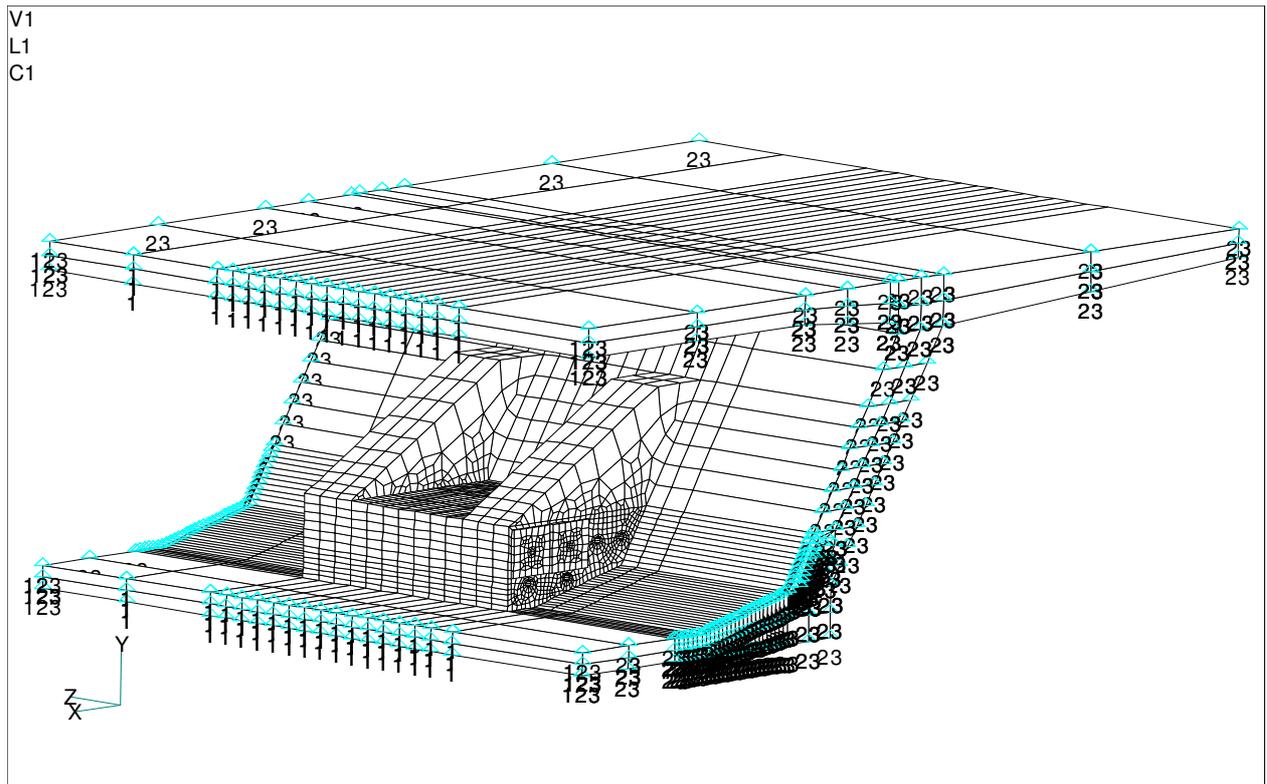


Fig. 6 Die Bezeichnungen 1, 2, 3 zeigen die Richtung der markierten Knoten an.

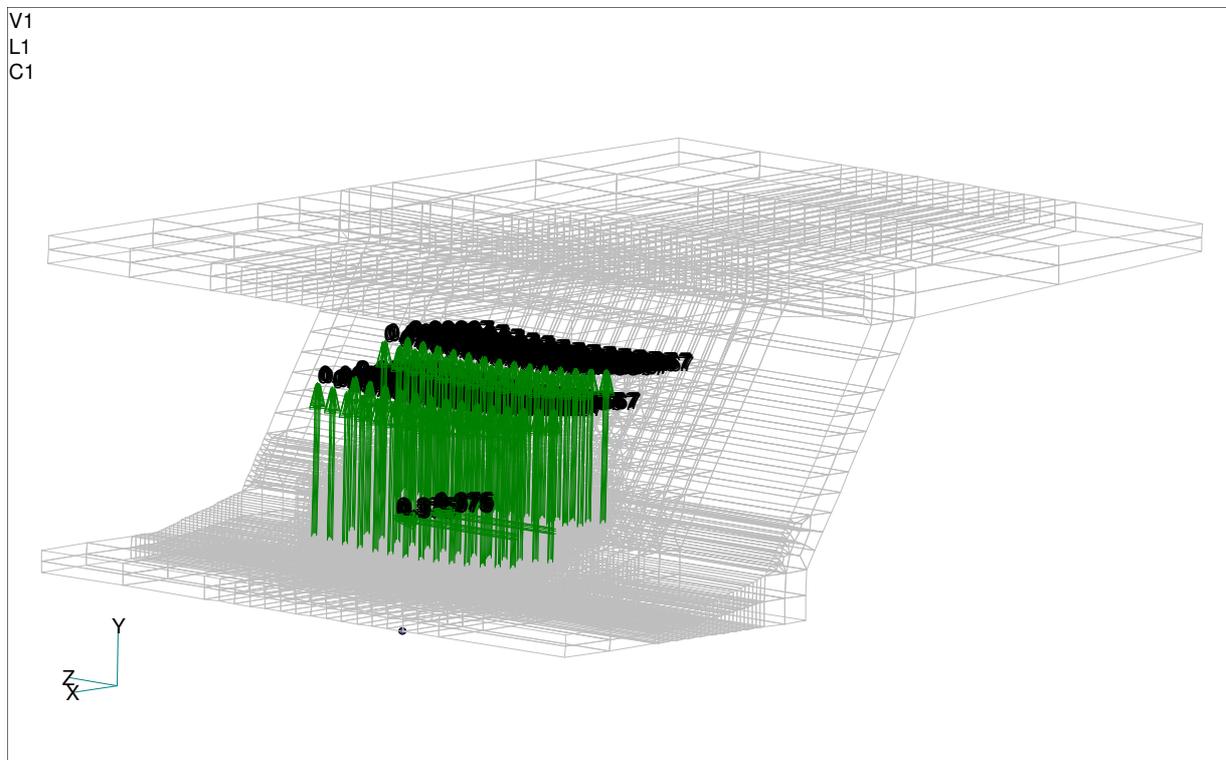


Fig. 7 Kraftrichtungen der Durchlaufenden Kabel und der verankerten Kabel. Jedes Kabel erzeugt eine Umlenkkraft von 0.654 MN, und jedes der beiden end-verankerten Kabel eine Vorspannkraft von 3 MN in Z-Richtung.

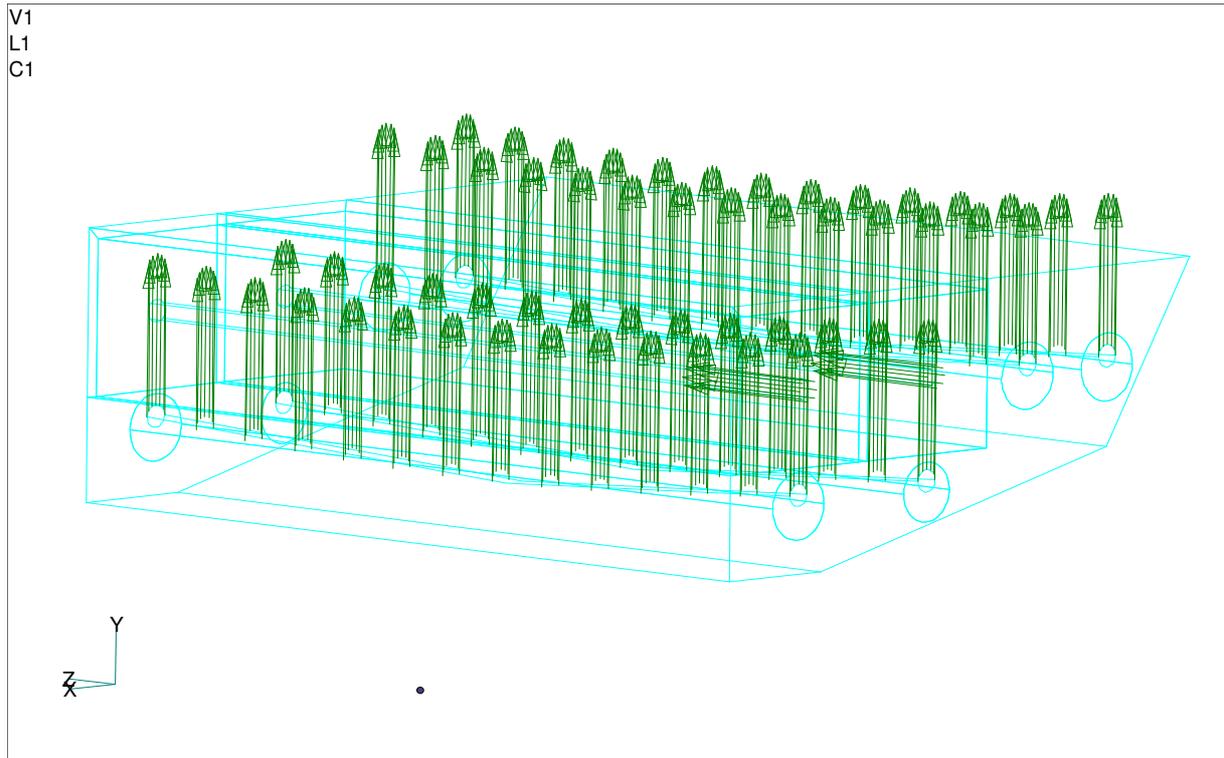


Fig. 8 Detail-Ansicht der wirkenden Kräfte.

Bezeichnung des Bereiches	Beschreibung
Ankerblock	Der Hauptverankerungsblock. Die Aufgabe der Bewehrung in diesem Bereich ist, die Übertragung der Verankerungs- und Umlenkkräfte in den Brückenquerschnitt.
Aktive Verankerungen 2 x 3 MN	Optimale Bewehrungskonstanz im Bereich und unter den beiden Ankerstahlplatten.
Aktive Anker Ecke	Eck-Bereich in welchem die 2 3 MN Kabel platziert sind.
Bodenplatte	Bodenplatte des Brückensegments.
Scheiben	Die beiden Scheiben und Ihre Bewehrung ermöglichen einen sauberen Kraftfluss der Umlenk- und Verankerungskräfte in die Seitenstege.
Seitenstege	Die angewinkelten Seitenstege des Brückensegmentes.
Fahrbahnplatte	Oberer Teil des Brückensegmentes-die Fahrbahnplatte.

Tabelle 6.T.2: Beschreibung der verschiedenen Bewehrungsbereiche und die Optimierungsziele

6.2.2 Material-Kennwerte und Eigenschaften.

Material -Parameter	Werte
<i>Beton B 45/50</i>	
Elastizitätsmodul	39.750 MPa
Querdehnzahl	0,2
Zugfestigkeit	3,8 MPa
Druckfestigkeit	53 MPa
Bruchenergie	94 N/m
Kritisches Versetzmass	0,5 mm
Wert Nicht Lineares Druckverhalten	35,5 MPa
Plasische Spannungsspitze in uni-axialem Druckfestigkeitstest	0,00133
Parameter des Menetrey-Willam Versagensverlauf	0,52
<i>Verschmierte Bewehrung</i>	
Elastizitätsmodul	200.000,0 MPa
Streckgrenze des Stahles	500 MPa
Zugfestigkeit des Stahles	550 MPa
Grenzdehnung	0,1
<i>Ankerstahlplatten bei den Ankern</i>	
Elastizitätsmodul	200.000,0 MPa
Querdehnzahl	0,3
Streckgrenze des Stahles	355 MPa

Tabelle 6.T.3: Material-Parameter

6.2.2.1 Formänderungen von Beton

Um Verformungen im Beton von vornherein zu begrenzen, wurden in nichtlinearen numerischen FE-Berechnungen, wie auch am Brückenversuchsmodell im Mst. 1:1 ein Beton B 45/ 50 mit hohem E-Modul verwendet.

Die gesamte Formänderung von Beton unter äusserer Belastung wird in kurzzeitige, d.h. zeitabhängige (verzögert eintretende) Anteile aufgeteilt. Sie werden als elastisch bezeichnet, wenn sie reversibel sind und als plastisch, wenn sie irreversibel sind. Auch bei kurzzeitiger Belastung verhält sich Beton nur näherungsweise elastisch. Bei Entlastung nach kurzzeitiger Spannungseinwirkung sind bleibende Dehnungen vorhanden, die umso grösser sind, je näher die erreichte Spannung an der Bruchspannung lag. Bei Laststeigerung bis zu rd. 40 % der Bruchspannung entwickeln sich Mikrorisse in kleiner Zahl, die an Inhomogenitäten der Matrix beginnen. Bis hier erstreckt sich der Bereich der Gebrauchsbeanspruchung. Bei üblichen Betonkonstruktionen kann das elastische Verformungsverhalten ausreichend genau mit den E-Moduln der einschlägigen Normen abgeschätzt werden. Bei Brückenbauwerken deren Gebrauchs- und Tragverhalten stark von ihrem Verformungsverhalten beeinflusst wird, wie z.B. vorgespannte Tragwerke mit grosser Spannweite, muss

sichergestellt werden, dass der E-Modul des eingebauten Betons den Annahmen bei der Tragwerksplanung entspricht. In diesen Fällen ist besonders darauf zu achten, dass die Schnittstelle zwischen Rechenannahmen und Ausführung durch entsprechende qualitätssichernde Massnahmen kontrolliert und garantiert wird. Oberhalb des Bereichs der Gebrauchsspannungen sind lineare Ansätze für eine theoretische Erfassung der Verformungen nicht mehr zutreffend. Die Behinderung durch die Gesteinskörnung ist umso ausgeprägter, je grösser der E-Modul der Gesteinskörnung ist und je weniger die Gesteinskörnung selbst schwindet. Entscheidende Einflussgrösse der elastischen Verformung ist der E-Modul des Werkstoffes. Der E-Modul ist ein Ausdruck der „Steifigkeit“ eines Werkstoffes.

Betrachtet man den Beton nach der Theorie der Verbundwerkstoffe wird der E-Modul des Betons durch die E-Module seiner Komponenten: Betonzuschlagstoff und Zementstein im Verhältnis ihrer Volumenanteile bestimmt. Damit wird deutlich, dass bei einem Volumenanteil von ca. 80 % der Betonzuschlagstoff den wichtigen Faktor für den E-Modul des Betons darstellt.

6.2.3 Bewehrungsoptimierung

Der Bewehrungsgehalt in den verschiedenen Bereichen des Ankerblockes und des Brückensegmentes aufgezeigt in der Fig.4, Fig.5 und in der Tabelle 6.T.5 ist so gewählt, dass die maximalen Rissbreiten im Ankerblock 0,2 - 0,25 mm nicht überschreiten. Die repräsentativen Analysen sind aufgezeigt in der Tabelle 6.T.4. Die Fig.9 zeigt das Last-Verschiebungsdiagramm, in welchem die gemessenen Verschiebungen am linken aktiven Anker aufgezeigt werden (siehe Fig.4). Die relative Kraft repräsentiert die relative Last, welche am Ankerblock wirkt. Die relative Vorspannkraft beim Wert 1 entspricht der vollen Gebrauchslast pro Spannglied und Anker = 3 MN.

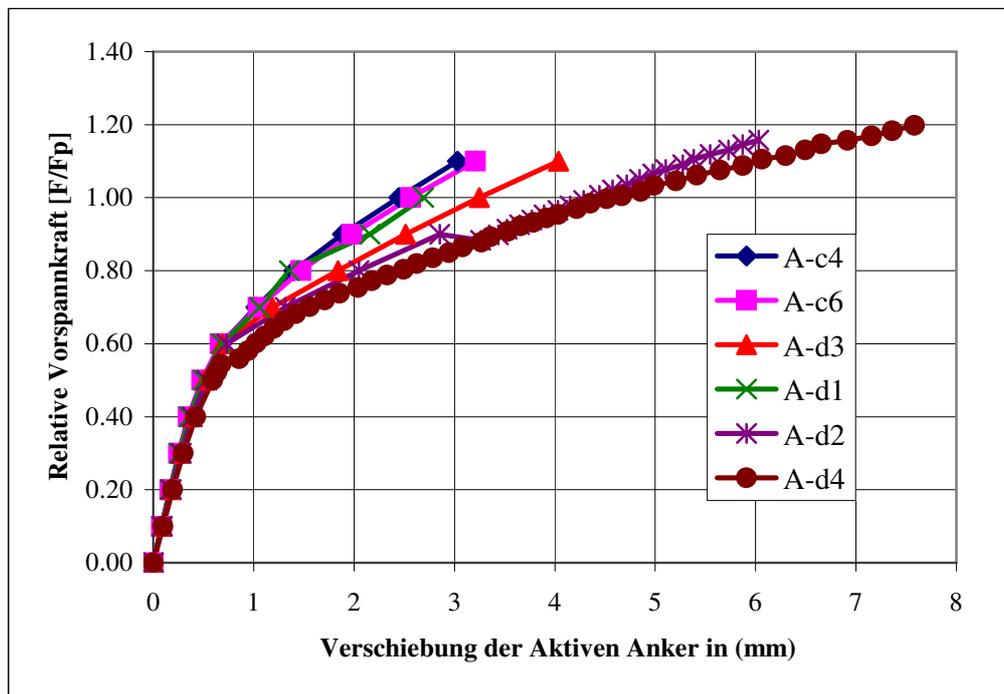


Fig. 9 Last-Diagramm der verschiedenen Berechnungsläufe

Fig. 10 zeigt das Diagramm mit den maximalen Rissbreiten in Abhängigkeit der erreichten relativen Vorspannkraft. Einige Risse grösser 0,2 mm entstanden nicht im Bereich des Verankerungsblockes, sondern im übrigen Bereich des Brückensegmentes, beim Übergang Feldlisen/Bodenplatte.

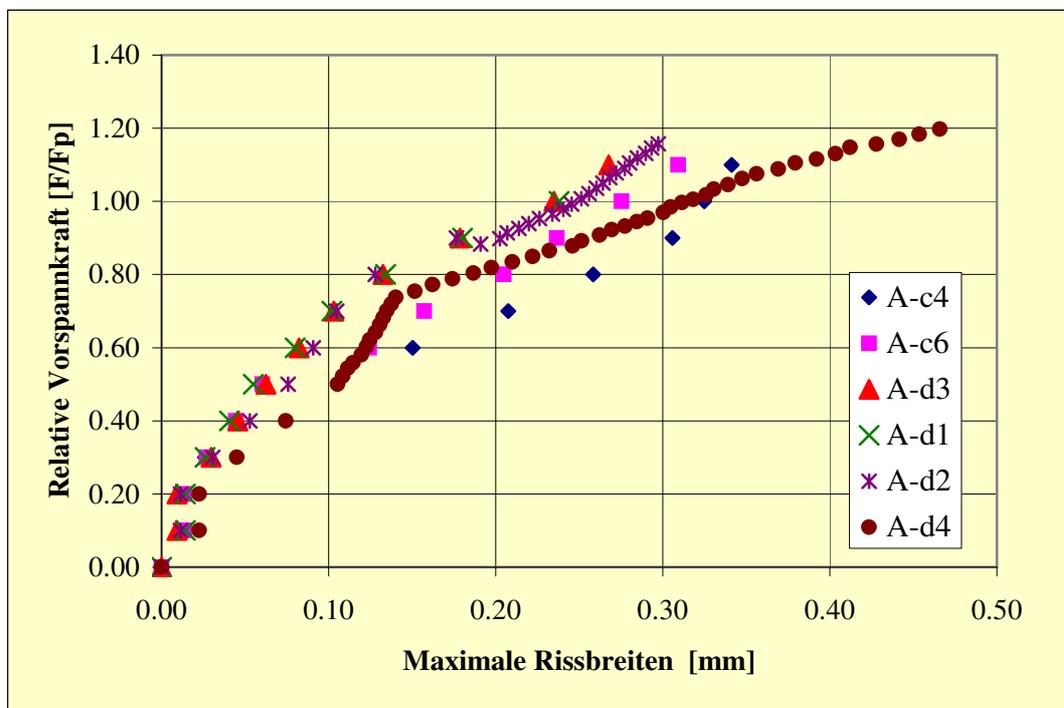


Fig. 10 Berechnete maximale Rissbreiten.

Der Basisbewehrungsgehalt für den Berechnungslauf A-d4, ist in der Tabelle 6.T.5 aufgezeigt. Er wird in den folgenden Detail-Berechnungen konsequent angewendet. Die Hauptresultate sind zusammengefasst in Fig.11 – Fig.18. Diese Figuren zeigen die Resultate aus Lastfall 37, d.h. wenn die Gebrauchslast den Wert 1,0 erreicht hat, d.h. die volle Vorspannkraft in den beiden aktiven Ankern und den vier umgelenkten Vorspannkabeln wirkt.

Bez.	Ankerblock			Aktive Anker			Anker Ecke			Bodenplatte		Scheiben		Stege			Fahrbahnplatte		COD_max	COD_rest	Anmerkungen
	Bewehrungsgrad in Richtung		Bewehrungsgrad in Richtung		Bewehrungsgrad in Richtung			[mm]	[mm]												
	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Z	35°	X	Y	Z	X	Z				
A-c4	0.02	0.02	0.02	0.2	0.2	0.3	0.2	0.2	0.3	0.01	0.06	0.10	0.02	0.01	0.02	0.01	0.01	0.325	0.325	CC3D Non Lin.Cementitius Rissbild, Modell A Korrespond.mit A13 Bericht Nr:2	
A-c6	0.02	0.02	0.02	0.2	0.2	0.3	0.2	0.2	0.3	0.01	0.08	0.10	0.02	0.01	0.02	0.01	0.01	0.275	0.275	CC3D Non Lin.Cementitius Rissbild, Modell A Stärkere Bewehrung in der Bodenplatte in Z Richtung	
A-d1	0.02	0.02	0.02	0.2	0.2	0.3	0.2	0.2	0.3	0.01	0.06	0.10	0.02	0.01	0.02	0.01	0.01	0.200	0.200	CC3DNonLin Cementitius Rissbild Modell B, Korrespond.mit A13 Bericht Nr:2	
A-d2	0.02	0.02	0.02	0.10	0.10	0.15	0.10	0.10	0.15	0.01	0.06	0.05	0.02	0.01	0.02	0.01	0.01	0.251	0.200	CC3DNonLin Cementitius Rissbild Modell B	
A-d3	0.02	0.02	0.02	0.15	0.15	0.20	0.15	0.15	0.20	0.01	0.06	0.075	0.02	0.01	0.02	0.01	0.01	0.235	0.200	CC3DNonLin Cementitius Rissbild Modell B	
A-d4	0.02	0.02	0.02	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.01	0.08	0.05	0.02	0.01	0.02	0.01	0.01	0.326	0.200	CC3DNonLin Cementitius Rissbild Modell B	

Tabelle 6.T.4 Übersicht der Berechnungsläufe mit den Hauptresultaten

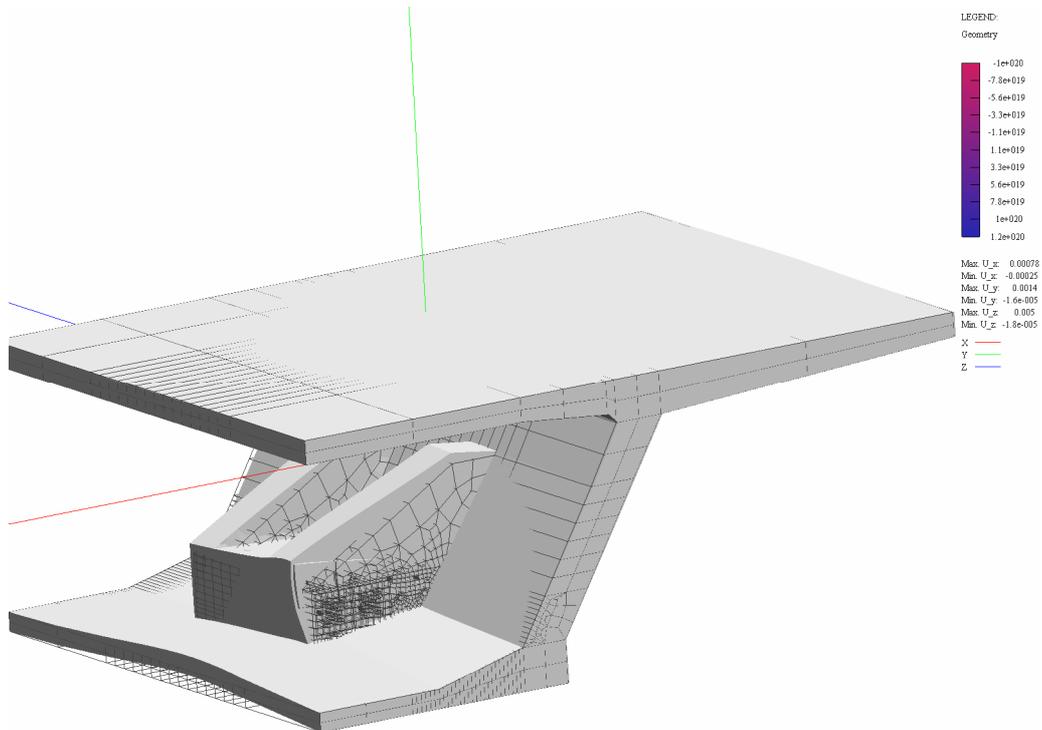


Fig. 11 Verformung des Brückensegmentes unter voller Vorspannkraft.

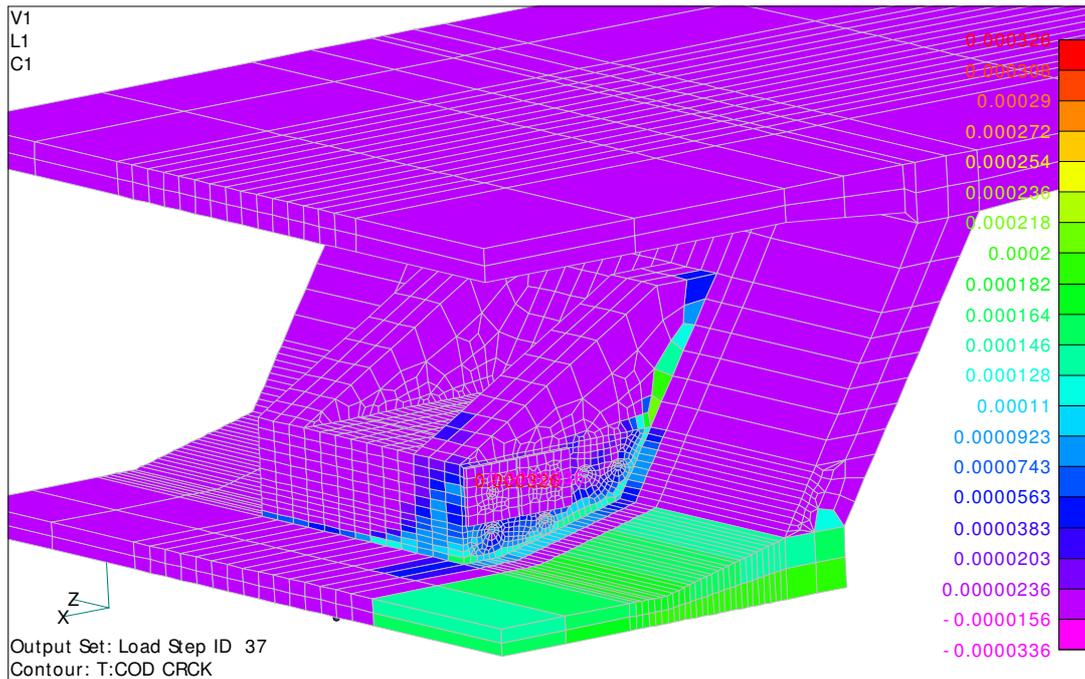


Fig. 12 Rissbreiten aus dem Berechnungslauf A-d4 unter voller Vorspannung.

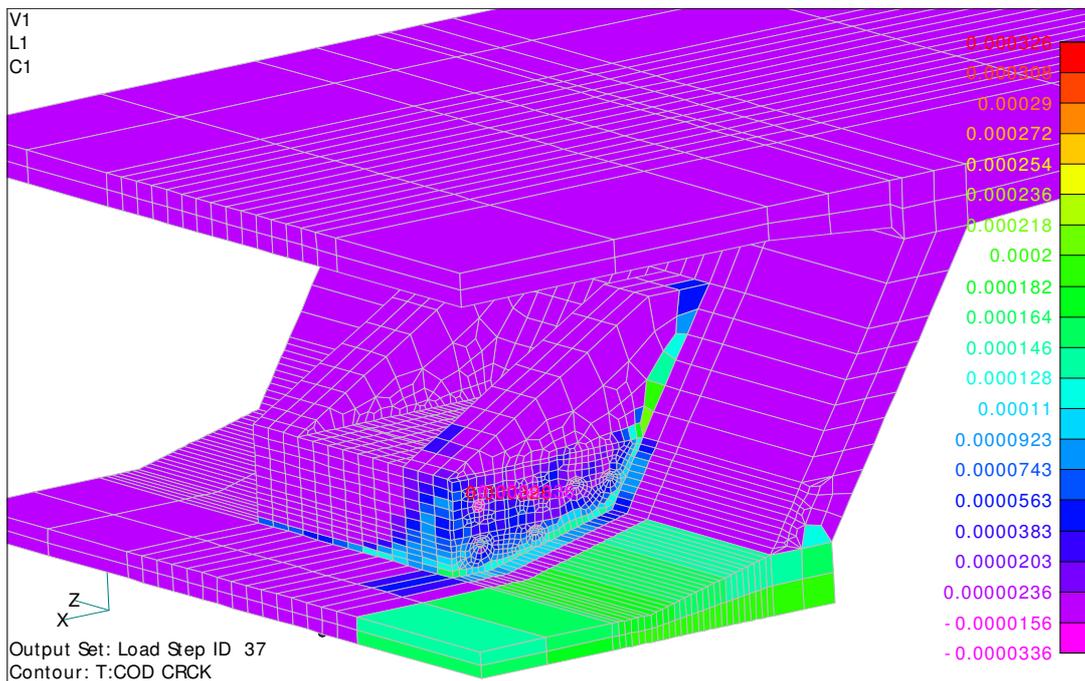


Fig. 13 Rissbreiten aus dem Berechnungslauf A-d4 unter voller Vorspannung ohne Ankerstahlplatten.

Cracks: elements, width multiplier: 1.0E+00, A.O.<-3.361E-05;3.260E-04> [m], SN<-1.995E+02;-1.995E+02> [MPa], ST<8.159E-04;8.159E-04> [MPa], G.O.<-3.361E-05;3.260E-04> [m], SN<-1.995E+02;-1.995E+02> [MPa], ST<8.159E-04;8.159E-04> [MPa]

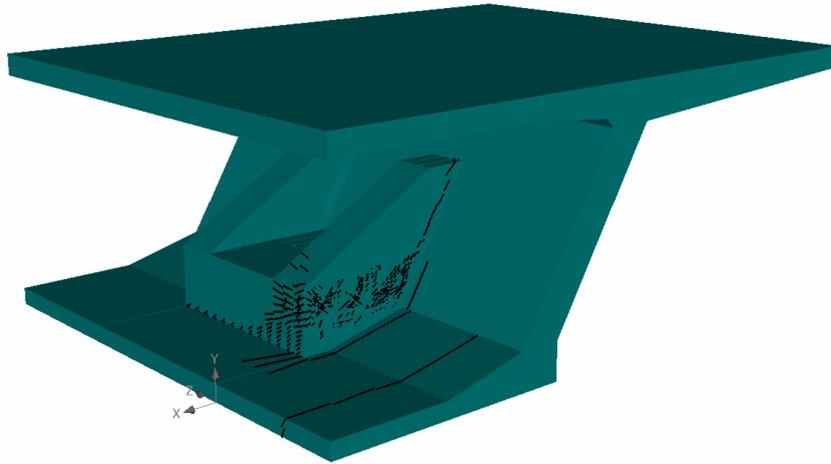


Fig. 14

Alle aufgetretenen Risse in den Betonoberflächen des Ankerblockes, im Berechnungsmodell A-d4 unter voller Vorspannung.

Cracks: elements, width multiplier: 1.0E+00, Fibr: <1.000E-04;...>, A.O.<-3.361E-05;3.260E-04> [m], SN<-1.995E+02;-1.995E+02> [MPa], ST<8.159E-04;8.159E-04> [MPa], G.O.<-3.361E-05;3.260E-04> [m], SN<-1.995E+02;-1.995E+02> [MPa], ST<8.159E-04;8.159E-04> [MPa]

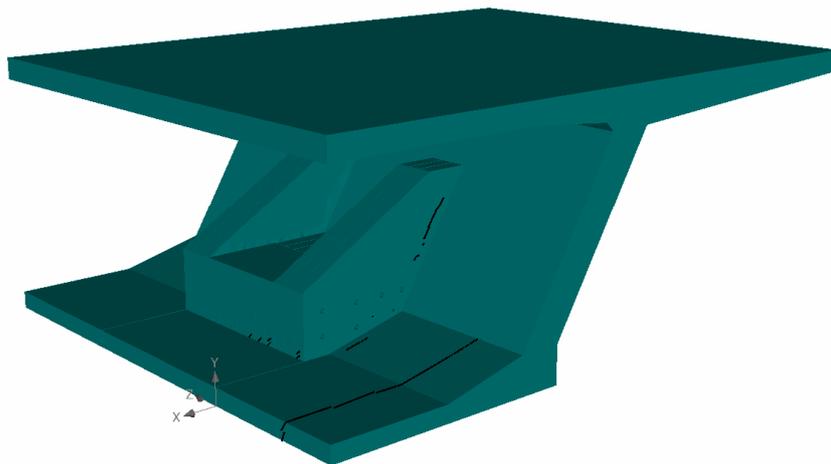


Fig. 15

Rissbild an der Betonoberfläche des Brückensegmentes 0,1 mm im Berechnungsmodell A-d4 unter voller Vorspannkraft.

Crackelements, width multiplier: 1.0E+00, Fibr: <2.000E-04>, ..., A: 0<-3.361E-05;3.260E-04> [m], SN<-1.995E+02;-1.995E+02> [MPa], ST<8.159E-04;8.159E-04> [MPa], G: 0<-3.361E-05;3.260E-04> [m], SN<-1.995E+02;-1.995E+02> [MPa], ST<8.159E-04;8.159E-04> [MPa]

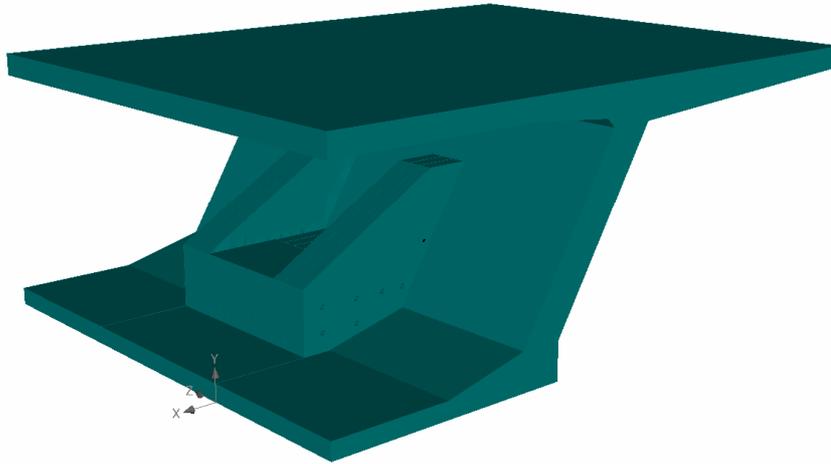


Fig. 16

Rissbild an der Betonoberfläche des Brückensegmentes 0,2 mm im Berechnungsmodell A-d4 unter voller Vorspannkraft.

Scalar:iso-areas, in:nodes, Stress #1, Sigma xx, A: <-1.938E+02;5.005E+02> [MPa], G: <-1.938E+02;5.005E+02> [MPa]

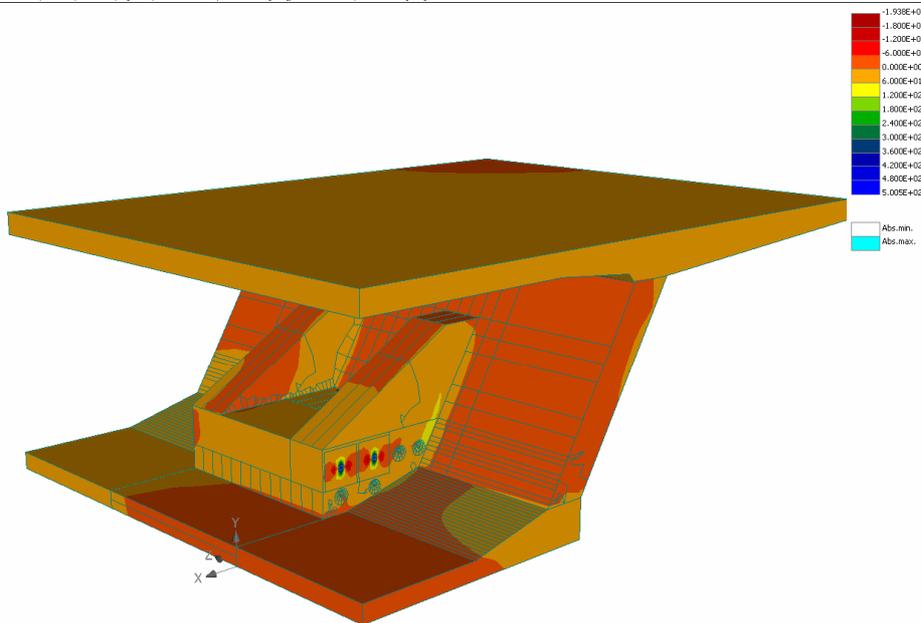


Fig. 17

Zugspannungen in der Bewehrung im Berechnungsmodell A-d4, mit 1. Verschmierter Bewehrung. Bodenplatte -x Richtung Ankerblock -x Richtung, Aktive Anker-x Richtung, Anker-Ecke -x Richtung, Scheibe -x Richtung, Steg-y Richtung, Fahrbahnplatte-x Richtung.

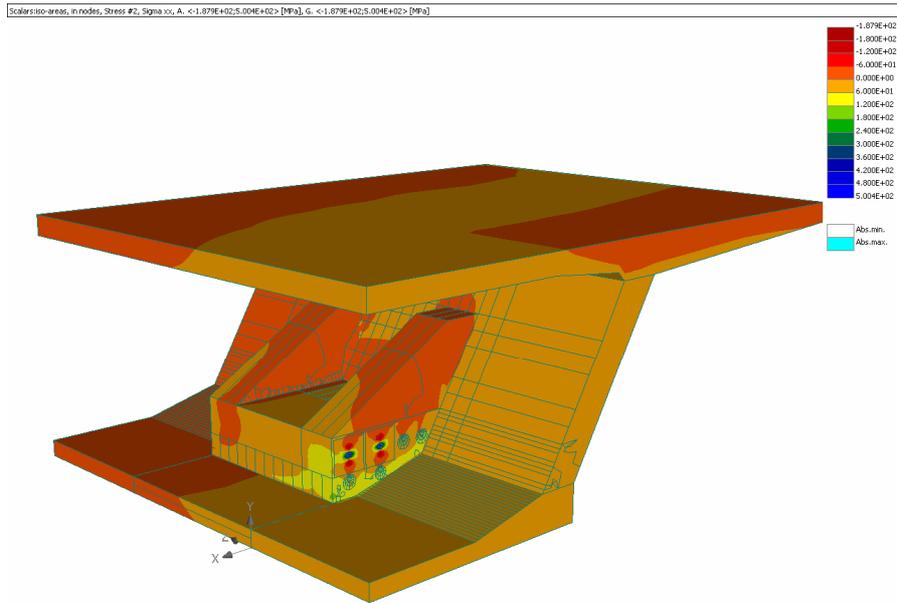


Fig. 18

Zugspannungen in der Bewehrung des Berechnungsmodells A-d4, mit 2. verschmierter Bewehrung unter voller Vorspannung.
 Bodenplatte -z, Richtung Ankerblock -y, Richtung, Aktive Anker-y, Richtung, Anker-Ecke-y, Richtung, Scheibe -35 °Richtung, Steg-z Richtung, Fahrbahnplatte-z Richtung.

6.2.4 Zwischenfolgerung zur Berechnung Vergleichsmodell Curbach I

Der optimierte Bewehrungsgehalt für den Berechnungslauf A-d4 ist in Tabelle 6.T.5 festgelegt.

Ankerblock	X	2%
	Y	2%
	Z	2%
Aktive Anker	Z	5%
	Y	5%
	Z	5%
Anker-Ecke	X	5%
	Y	5%
	Z	5%
Bodenplatte	X	1%
	Z	8%
Scheiben	35°	5%
	X	2%
Steg	Y	1%
	Z	2%
Fahrbahnplatte	X	1%
	Z	1%
COD max [mm]		0.326
COD rest [mm]		0.200

Tabelle 6.T.5 Bewehrungsgehalt für den Berechnungslauf A-d4.

Im Berechnungslauf A-d4 entstanden Risse unmittelbar unter der Ankerplatte des linken Ankers. Sie sind im Verbund und nicht sichtbar an der Oberfläche des Ankerblockes. Ein Riss ist auf max. 0.326 mm aufgegangen. In den übrigen Bereichen des Ankerblockes sind keine Risse grösser 0.2 mm aufgetreten. Die angewandte Detailbewehrung ist im Anhang detailliert beschrieben.

6.2.5 Detaillierte Bewehrung

Das Numerische Model D enthält 11'302 Knoten, 9'233 Massiv-Elemente, sowie 24'214 Bewehrungselemente (siehe Tabelle 6.T.1). Das Finite-Element-Modell zeigt die Figur 19.

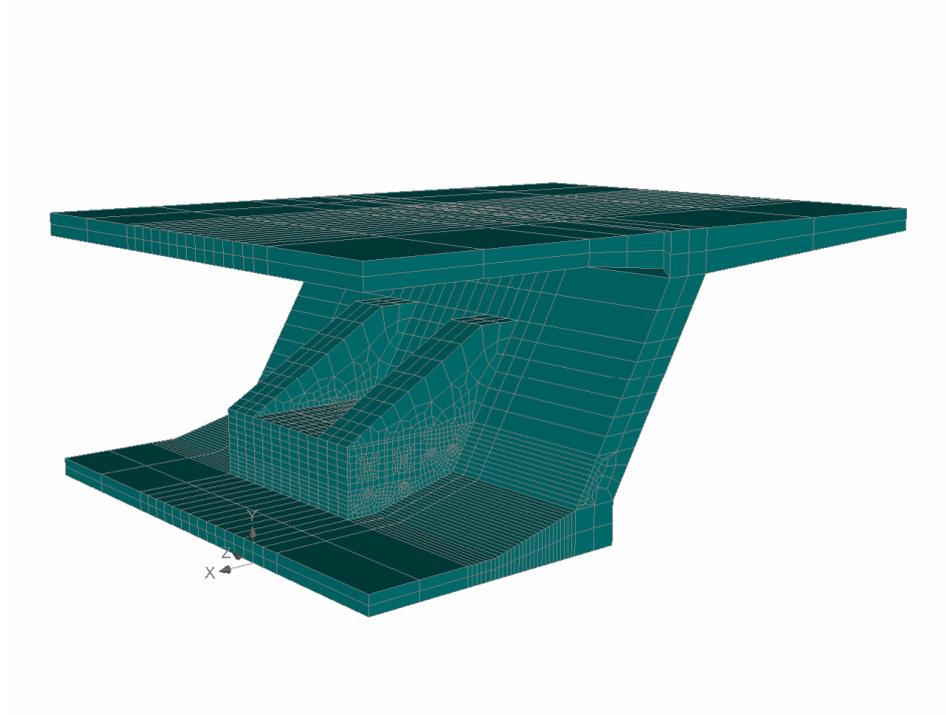


Fig. 19 *Finite-Element-Modell für den Beton.*

6.2.6 Bewehrungsmodell

Das numerische Modell für die Berechnung der Bewehrung basiert auf einem Bewehrungsanordnungsmodell. Es enthält 24'214 drei-dimensionale finite Elemente. Jedes Element hat zwei Knoten mit drei Ebenen zum Messen der Verschiebung u_x , u_y und u_z .

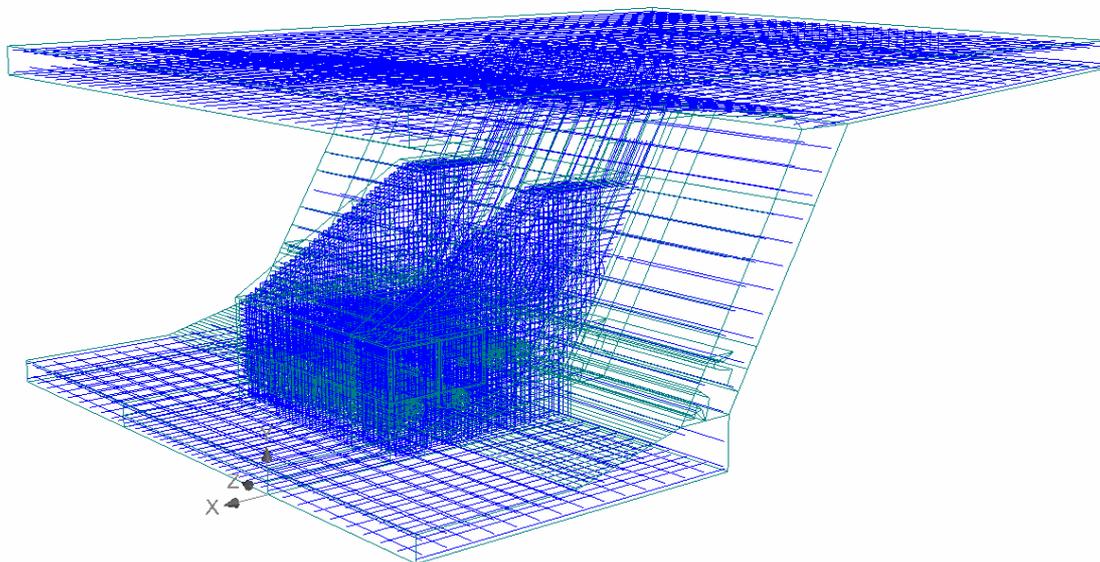


Fig. 20 *Bewehrungsmodell.
Die Bewehrung ist mit blauer Farbe gekennzeichnet, die grüne Farbe zeigt das drei-dimensionale Brückensegmentmodell an.*

6.3

Resultate aus den Berechnungsläufen A-d4 und A-e4

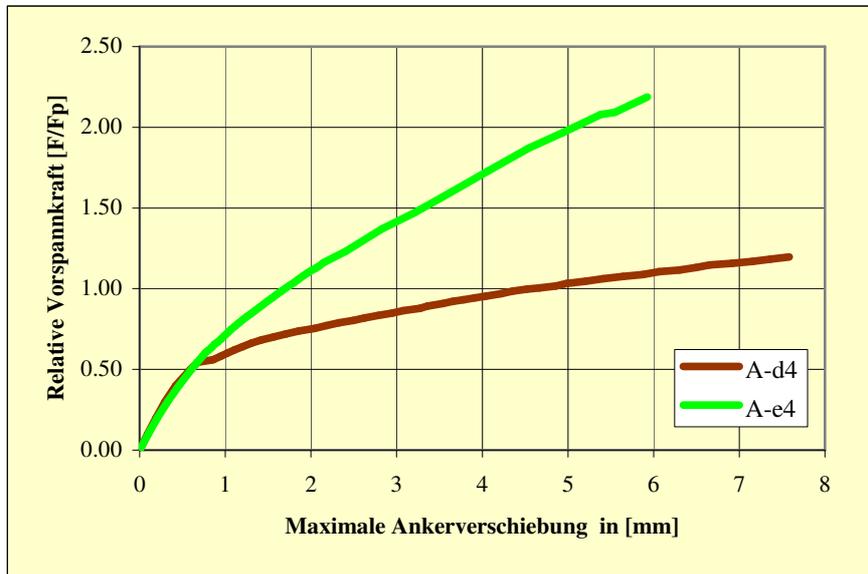


Fig. 21

Last-Verschiebungs-Vergleichsprogramm für den Berechnungslauf A-d4 und A-e4.

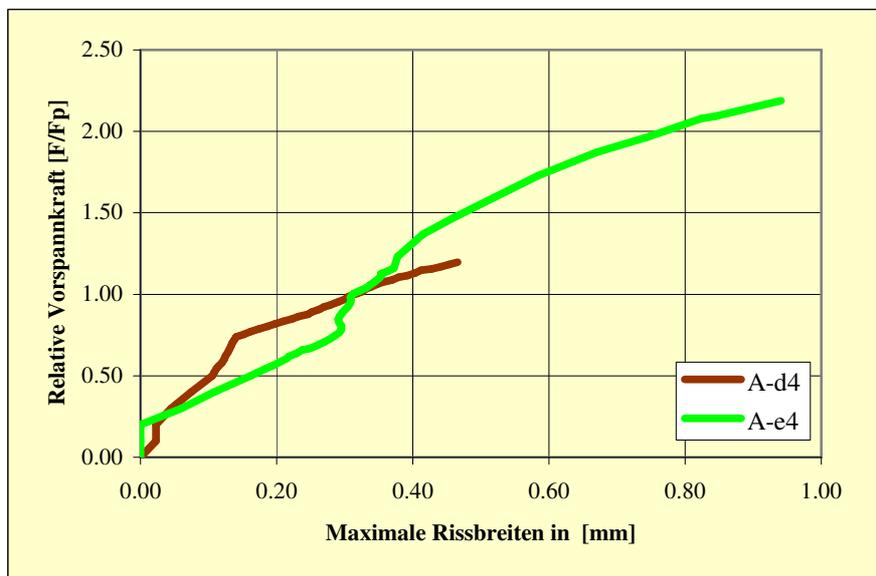


Fig. 22

Vergleich der Rissbreiten für den Berechnungslauf A-d4 und A-e4.

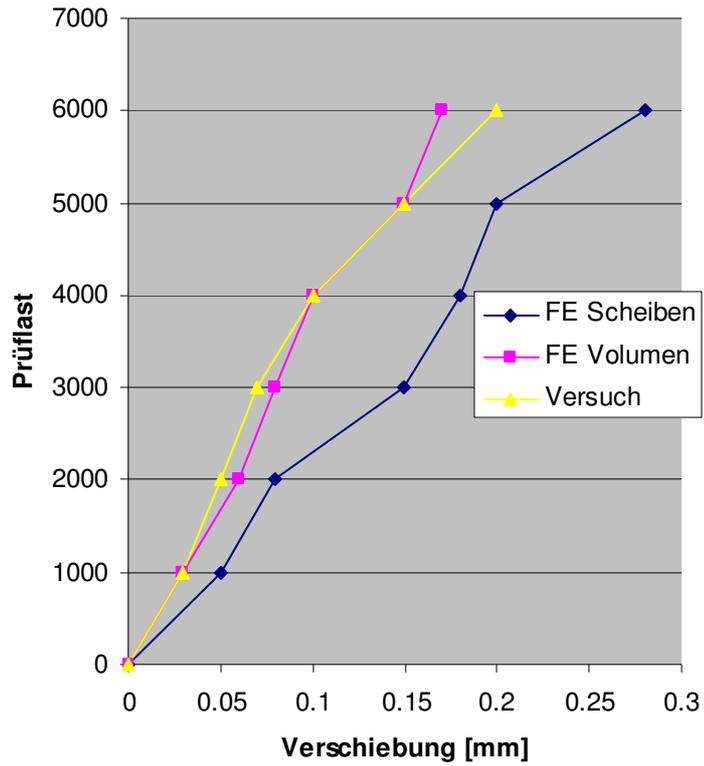


Tabelle 6.T.6 Vergleichsmodell Curbach I, Lisenenecke Verschiebung in FE-Berechnungen und Versuch

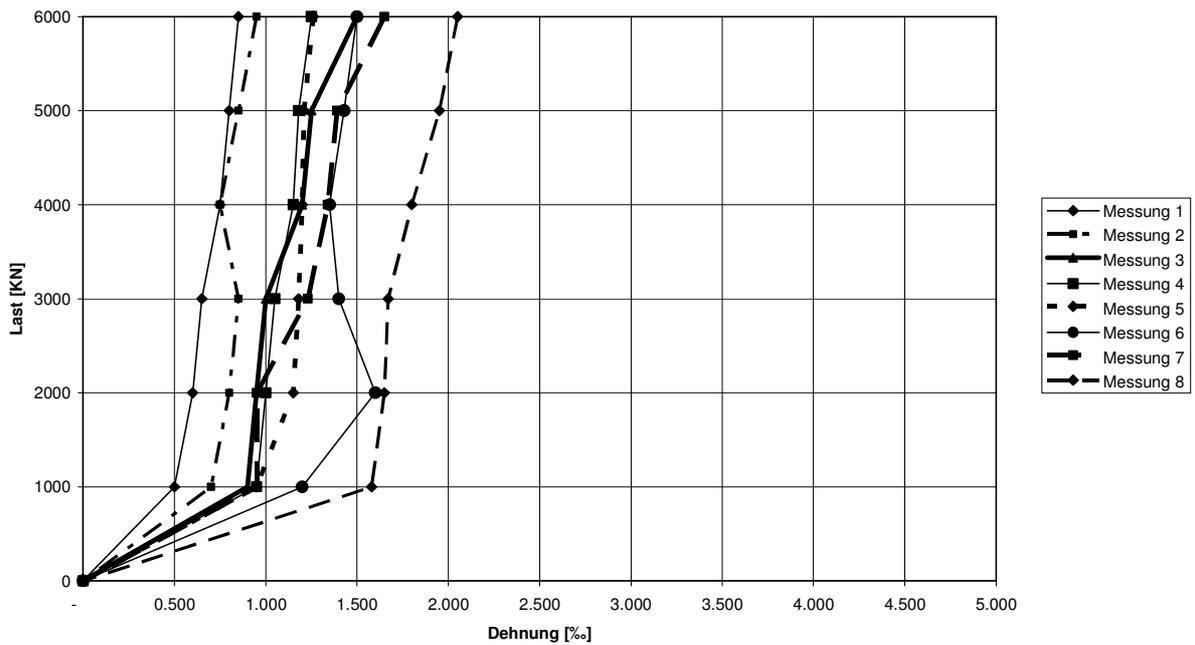
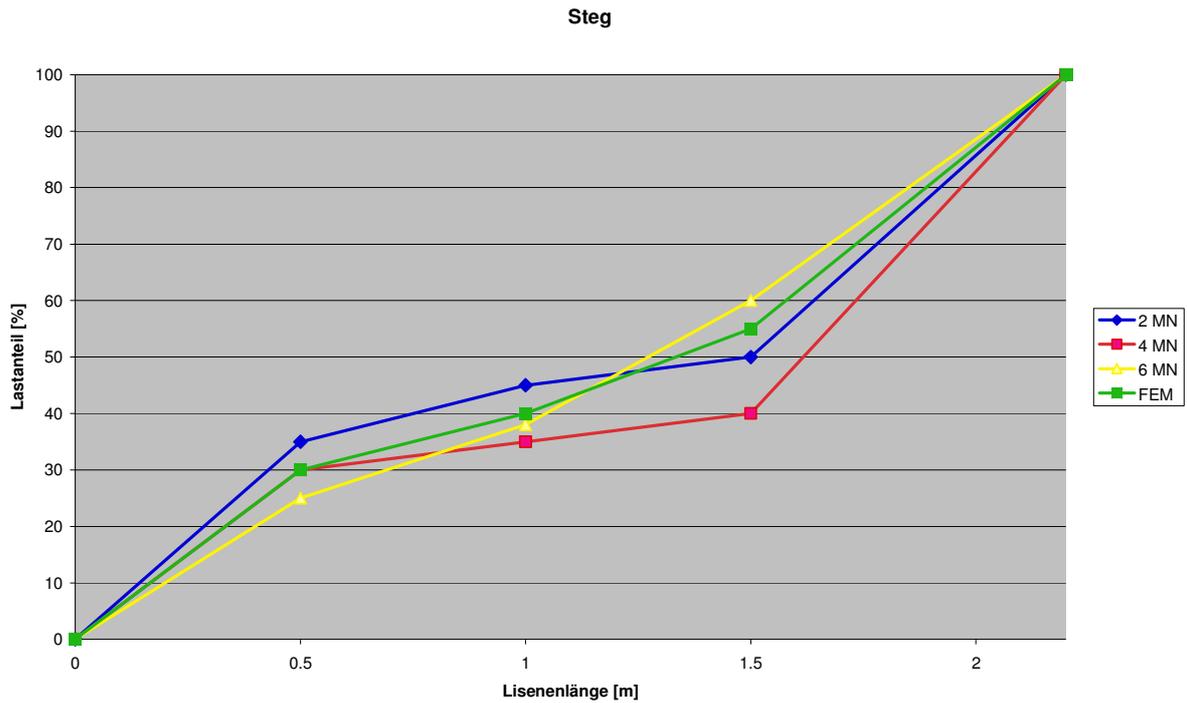
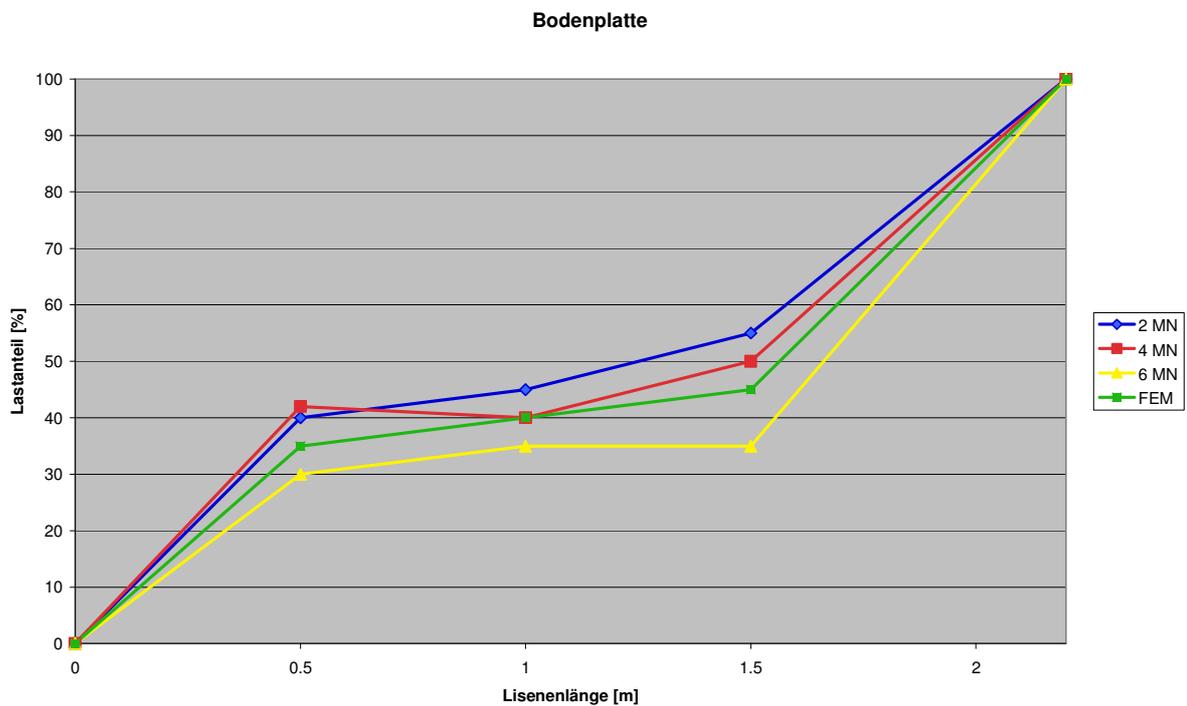


Tabelle 6.T.7 Vergleichsmodell Curbach I, Dehnungen Lisene Versuch



*Tabelle 6.T.8 Lasteintrag Steg, Vergleichsmodell I Curbach
FE-Berechnungen / Versuch*



*Tabelle 6.T.9 Lasteintrag Bodenplatte, Vergleichsmodell I Curbach
FE-Berechnungen / Versuch*

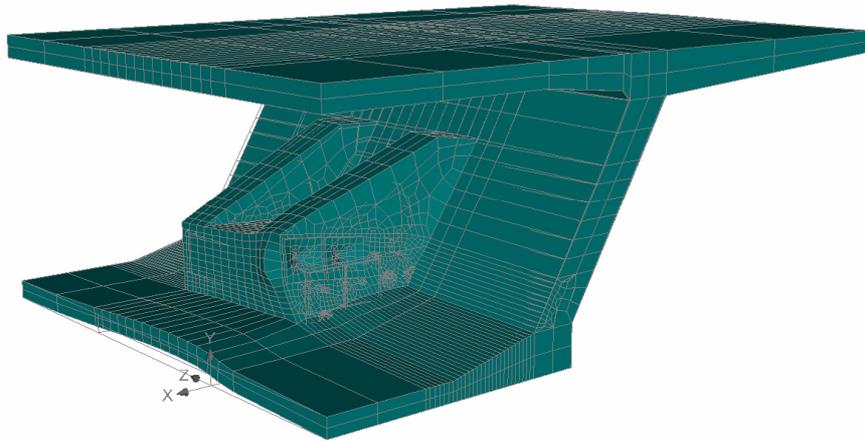


Fig. 23

Verformtes Modell im Berechnungslauf A-e4, unter voller Vorspannung, Last-Schritt 32.

Crack elements, width multiplier: 1.0E+00, A: 0<-3.441E-10;3.213E-04> [m], S1<-8.005E+01;-8.005E+01> [MPa], S1<0.000E-02;0.000E-02> [MPa],
 C: 0<-3.441E-10;3.213E-04> [m], S1<-8.005E+01;-8.005E+01> [MPa], S1<0.000E-02;0.000E-02> [MPa]

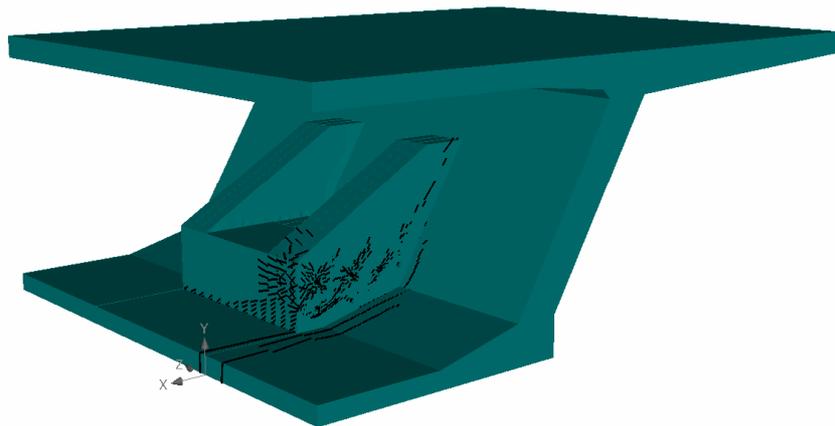


Fig. 24

Alle Oberflächenrisse im Berechnungsmodell A-e4, unter voller Vorspannung im Last-Schritt 32.

Cracks: elements, width multiplier: 1,0E+00, Filt: <3,000E-04> [...], A: 0<-3,441E-10;3,213E-04> [m], SN<-8,005E+01;-8,005E+01> [MPa], ST<0,000E-02;0,000E-02> [MPa], G: 0<-3,441E-10;3,213E-04> [m], SN<-8,005E+01;-8,005E+01> [MPa], ST<0,000E-02;0,000E-02> [MPa]

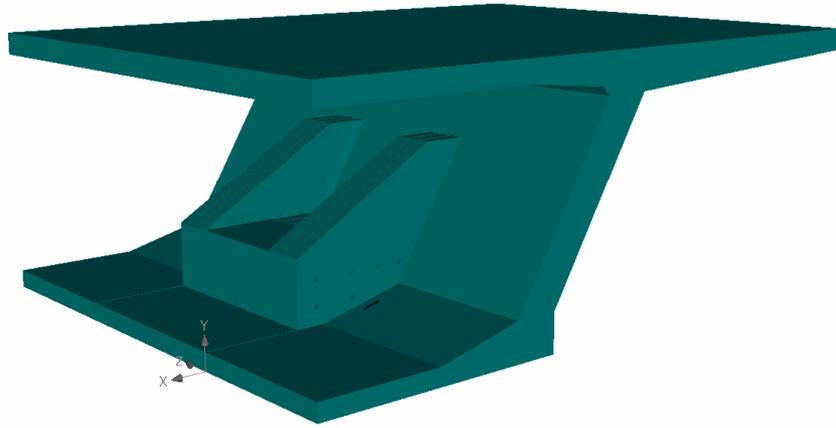


Fig. 25

Oberflächenriss von 0,326 mm, im Berechnungsmodell A-e4, unter voller Vorspannung im Last-Schritt 32.

Scalars:io-area, in element nodes, Eq Plastic Strain, Strain value, A: <5,968E-03;0,000E-02> [-], G: <-5,968E-03;0,000E-02> [-]

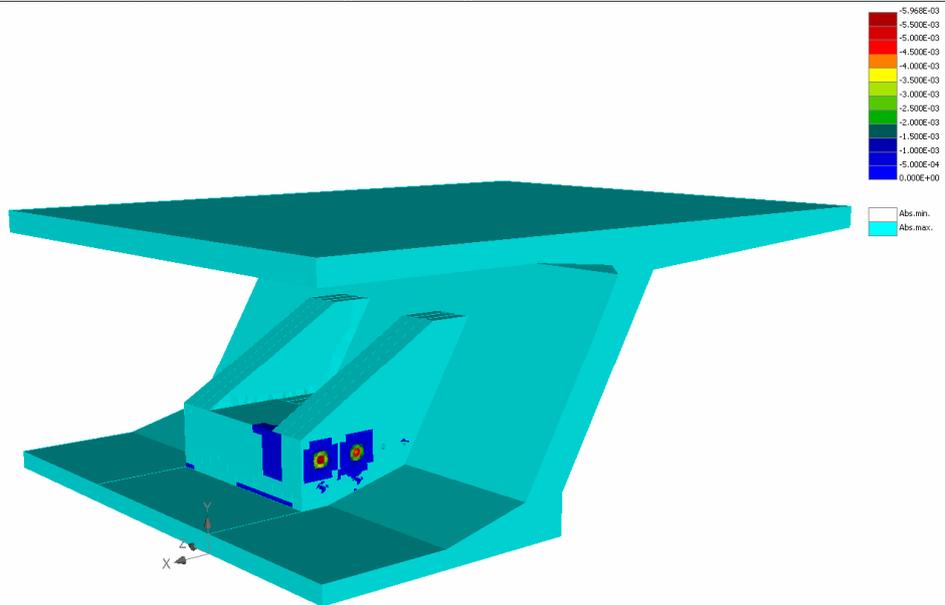


Fig.26

Plastische Dehnung im Beton im Berechnungsmodell A-e4, unter voller Vorspannung

6.3.1 Diskussion zu den Berechnungen am Vergleichsmodell Curbach I

Nachfolgend werden die Berechnungsergebnisse über die durchgeführten Nicht-Linearen Berechnungen an einem Verankerungsblock (Lisene) eines Brückensegmentes erörtert. Das Ziel dieser Berechnungen war die Bestimmung des optimalen (notwendig und hinreichend) Bewehrungsgehaltes, (Zielvorstellung 350 kg / Bewehrung pro m³ Beton), mit welchem eine entsprechend hohe Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit garantiert werden kann, zu ermitteln.

Das wichtigste Kriterium war die Rissbreitenbeschränkung. Es wurde angestrebt die Rissbreiten im Ankerblock unter 0,20 mm zu halten, wenn möglich sogar 0,10 mm zu unterschreiben.

Das Volumen eines Verankerungsblockes beträgt ca. 3.40 m³ (Das Feldlisenenmodell als Ganzes hat ein Volumen von 7.50 m³). Der Bewehrungsgehalt für jeden Bereich des Ankerblockes bzw. des Brückensegmentes wurde in den numerischen Rechnungsläufen optimiert und mit durchschnittlich $A_s = 3.35 \% \text{ m}^2/\text{m}^3$ festgelegt. Die durchgeführten Berechnungen brachten folgende Resultate mit sich. Die Berechnungen zeigten u.a. die Notwendigkeit auf, die Abmessungen der Ankerstahlplatten bei den aktiven Ankern von 300 mm x 300 mm x 30 mm auf 420 mm x 420 mm x 30 mm) zu erhöhen. Durch das die Umlenkstruktur durch zwei Scheiben ausgesteift ist, kann das Moment durch ein Kräftepaar (Zugstab/ Druckstrebe) aufgenommen werden.

Die Scheiben tragen ihre Lasten über die Kontaktfläche zur Stegebene über Schub ein. Damit wird der Steg in seiner Ebene als Scheibe beansprucht, wodurch die Verformungen aufgrund der hohen Steifigkeit des Steges auf ein Minimum reduziert werden. Die Abmessungen des Verankerungsblockes wurde in der Länge von 1.80 m auf 2.20 m vergrößert.

Ebenfalls hat sich gezeigt, dass die beiden Scheiben so nahe wie möglich an die obere Rahmenecke des Hohlkastens angebunden werden müssen, um die Verformung der Scheiben auf ein Minimum zu verringern. Die maximalen Rissbreiten in der Feldlisenen sind in den Berechnungen nicht grösser als 0,2 mm ausgefallen. Ein grösserer Riss von 0,326 mm ist unmittelbar vor dem Verankerungsblock im Hohlkastenboden entstanden. Mit grösster Wahrscheinlichkeit wurde dieser Riss durch die engmaschigen, vermischten finite Elemente stark beeinflusst. Man darf annehmen, dass dieser Riss in einem realen Brückensegment-Hohlkasten diese Grösse von 0,326 mm nicht erreicht hätte. Alternativ kann dieser Riss mit einer verstärkten Längsarmierung in der Bodenplatte, d.h. Erhöhung der Stahlstabdurchmesser von 22 auf 32 mm hinreichend auf 0.20 mm reduziert werden. (siehe Fig. 27 + Fig. 28). Der in der Zielformulierung angestrebte Bewehrungsaufwand von durchschnittlich 350 kg/m³ Beton, d.h. 460 Kg/m³ Beton und für den Verankerungsblock (Feldlisenen) und 190 kg/m³ Beton für das übrige Brückenhohlkastensegment wurde entsprechend den Berechnungen erreicht. Für eine zweifeldrige (2 x 45 m Spannweite) 90 m lange Brücke bedeutet dies für die 4 Verankerungsblöcke (4 Feldlisenen) einen Bewehrungsstahlaufwand von 8'360 kg was ca. 5.9 % des Gesamtbewehrungsaufwandes der Brücke, (ohne End- und Stützenquerträger) entspricht und damit einen vertretbaren Wert darstellt.

Maximale Rissbreiten im Verankerungsblock	0.2 mm
Maximale Rissbreite im Brückenhohlkastensegment	0.312 mm
Sicherheitsbeiwert	1.75
Grösste Druckspannungen im Beton ausserhalb des Bereiches der Aktiven Anker	-16 MPa
Höchste Zugspannungen im Beton	3.8 N mm ²
Höchste Druckspannung in der Bewehrung	-230 MPa
Höchste Zugspannungen in der Bewehrung Ausserhalb der Aktiven Anker	68 N mm ²
Höchste Zugspannungen in der Bewehrung	221 N mm ²
Streckgrenze des Bewehrungsstahls	500 N mm ²

Tabelle 6.T.10 Hauptresultate wie Zug- und Druckwerte in Beton und Bewehrung.

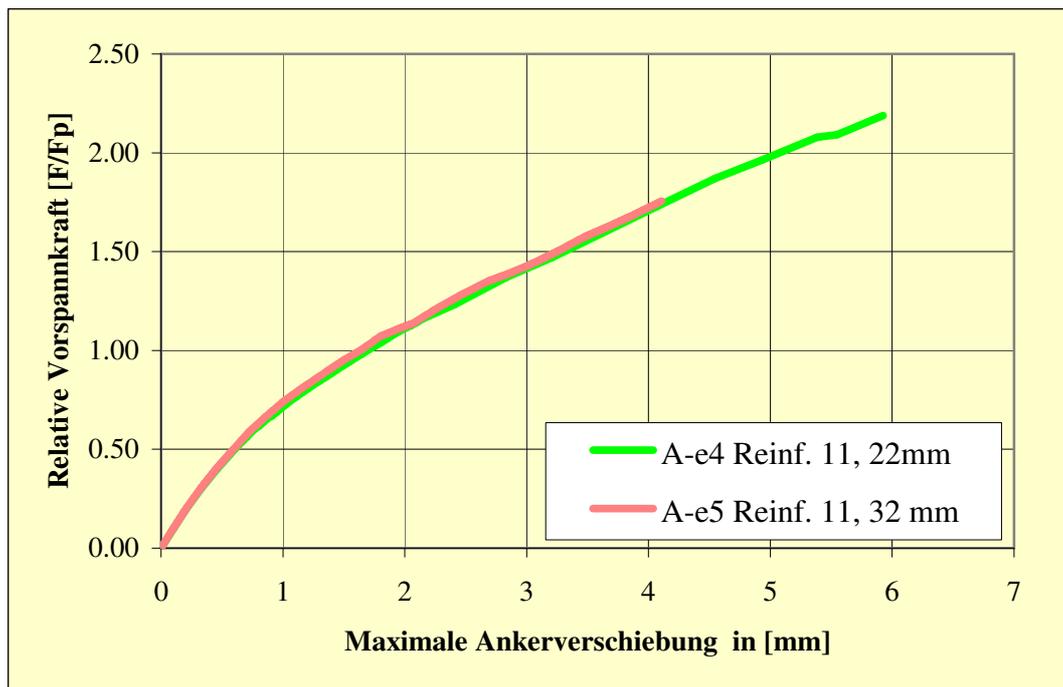


Fig. 27 Effekt mit stärkeren Stab-Durchmesser Pos 11 ($\varnothing 32$ mm statt 22).

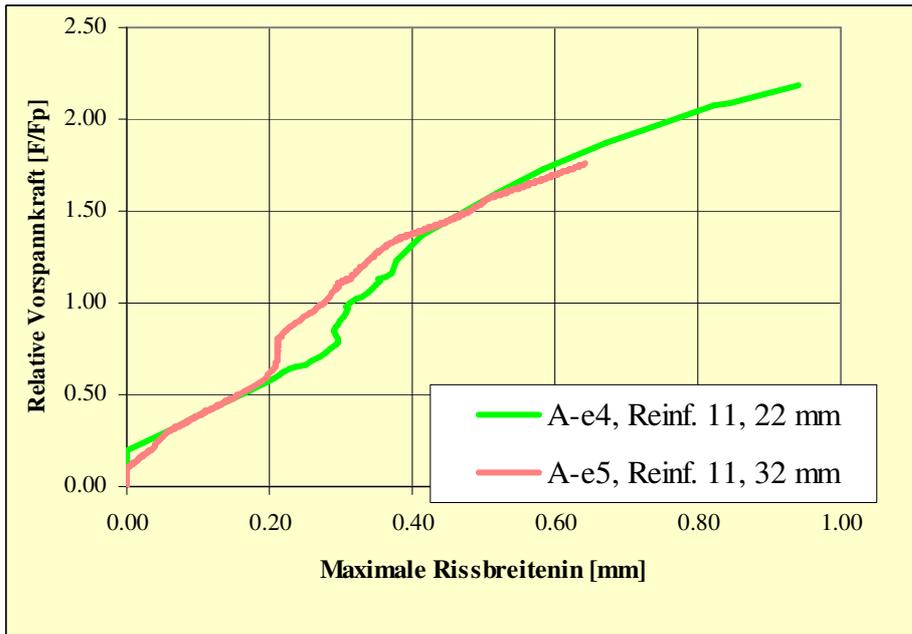


Fig. 28 Effekt mit stärkeren Stab-Durchmesser Pos.11(\varnothing 32 mm, statt 22) in der Brückensegmenthohlkastenbodenplatte.

6.4 Vergleichsmodell Curbach II

6.4.1 Einleitung

Nachfolgend werden die definitiven Resultate der numerischen Berechnungen für die Krafteinleitung an der Feldlisenen Vergleichsmodell II aufgezeigt. Mit den Berechnungen wurde das Ziel verfolgt die Kraftflüsse im Verankerungsblock aufzuzeigen, sowie den optimalen Bewehrungsgehalt zu ermitteln, mit welchem die Rissbreiten unter Gebrauchslasten kleiner 0.2 mm gehalten werden können. Das Berechnungsmodell für diesen Verankerungsblock ist analog dem Berechnungsmodell für das Zweiseibenmodell I aufgebaut. Bei diesem Verankerungsblock ist der Zwischenraum der beiden Scheiben (Vergleichsmodell I) jedoch bewehrt und ausbetoniert.

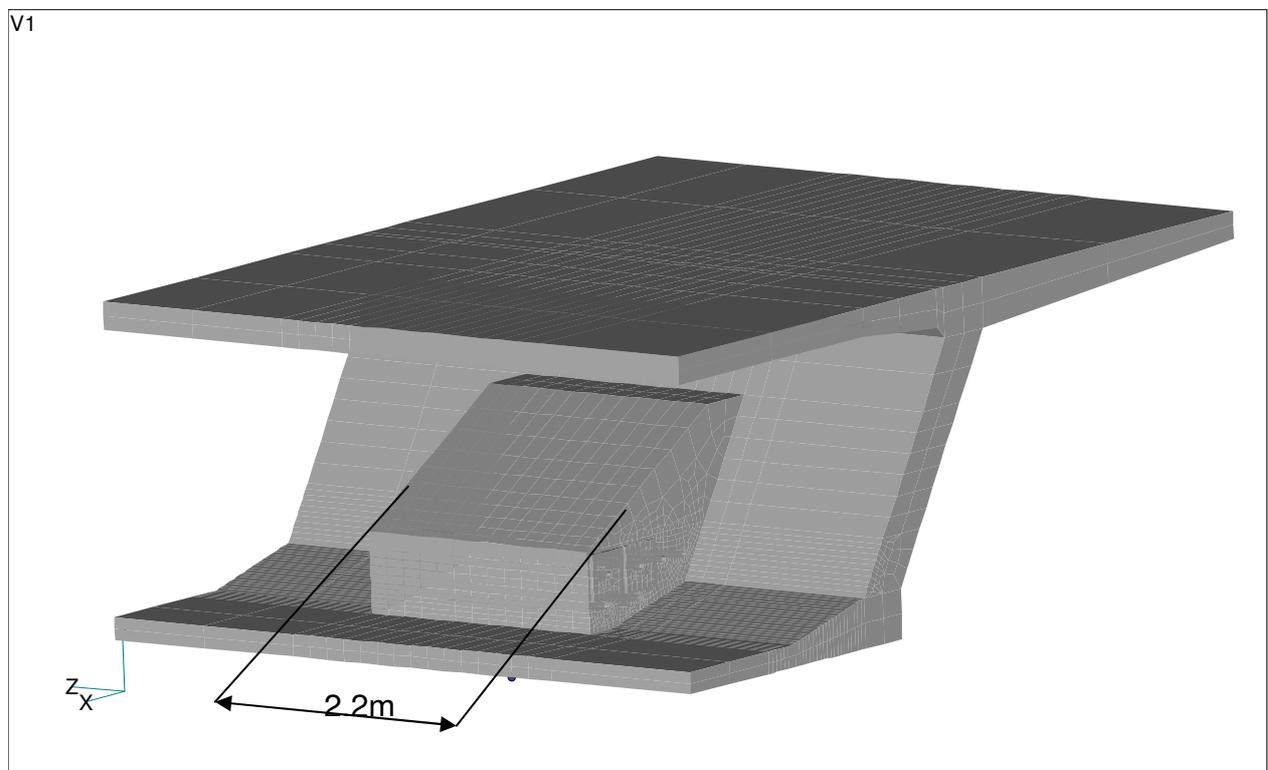


Fig. 29 Geometrie des Modell F, G mit geschlossenem Block.

6.4.2 Finite-Element-Modell

Das Finite-Element-Modell besteht aus nichtlinearem isoparametrischen Elementen.

Anzahl Knoten	11'681
Anzahl Elemente	9'751

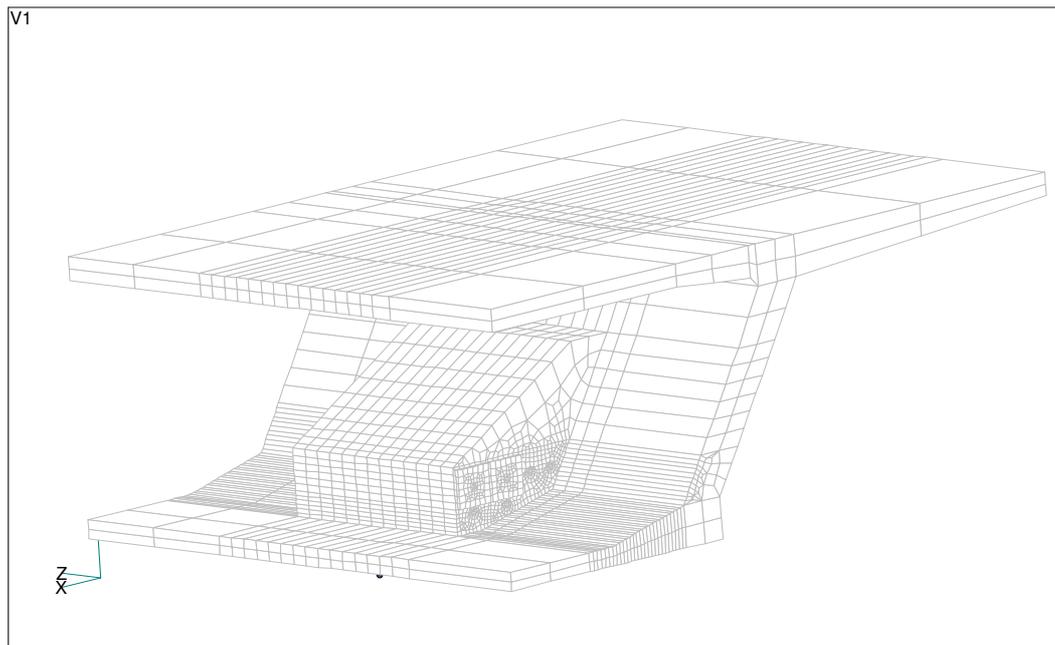


Fig. 30 Numerisches Modell

Der Bewehrungsgehalt der verschiedenen Berechnungsläufe ist in Tabelle 6.T.13 aufgelistet.

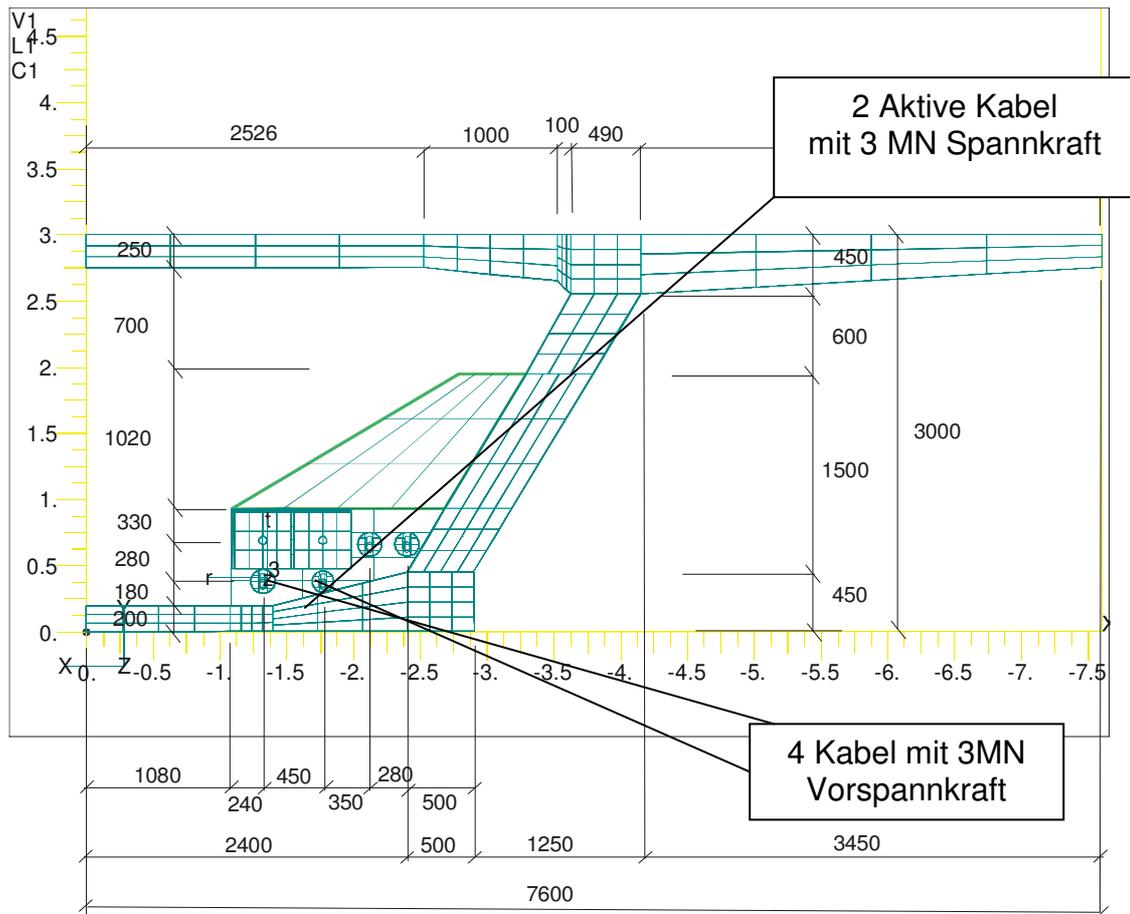


Fig. 31 Ansicht des numerischen Modells mit den Hauptabmessungen.

Die durch die externen Vorspannkabel erzeugten Kräfte sieht man in der Fig. 35 und 36. Diese sind in zwei Lastfälle aufgeteilt. Beim Lastfall 1 liegen 4 Vorspannkabel auf einem Umlenksattel mit einem Radius von 10 m. Jedes Kabel hat eine Vorspannkraft von 3 MN. Die Umlenkkraft eines jeden Kabels beträgt 0.654 MN.

Der Lastfall 2 stellt 2 Vorspannkabel dar, welche im Aktiv-Ankerblock verankert sind, mit Vorspannkräften in Z-Richtung.

Jedes dieser Kabel hat eine Vorspannkraft von 3 MN auf Niveau Gebrauchslasten. Die Kräfte werden über Stahlankerplatten mit den Abmessungen von 420 mm x 420 mm x 30 mm in den Ankerblock abgegeben.

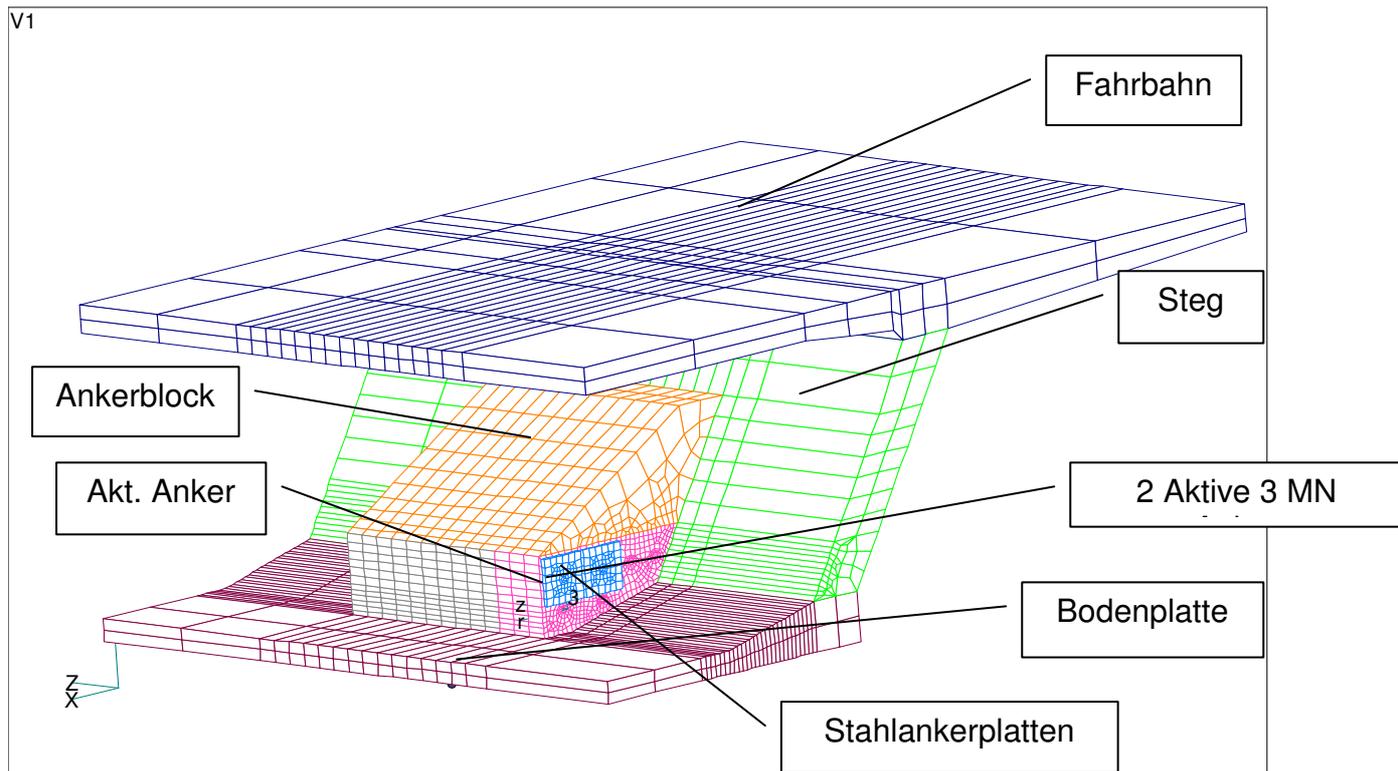


Fig. 32 Bereiche des Brückensegmentes mit verschiedenen Bewehrungsgehalten.

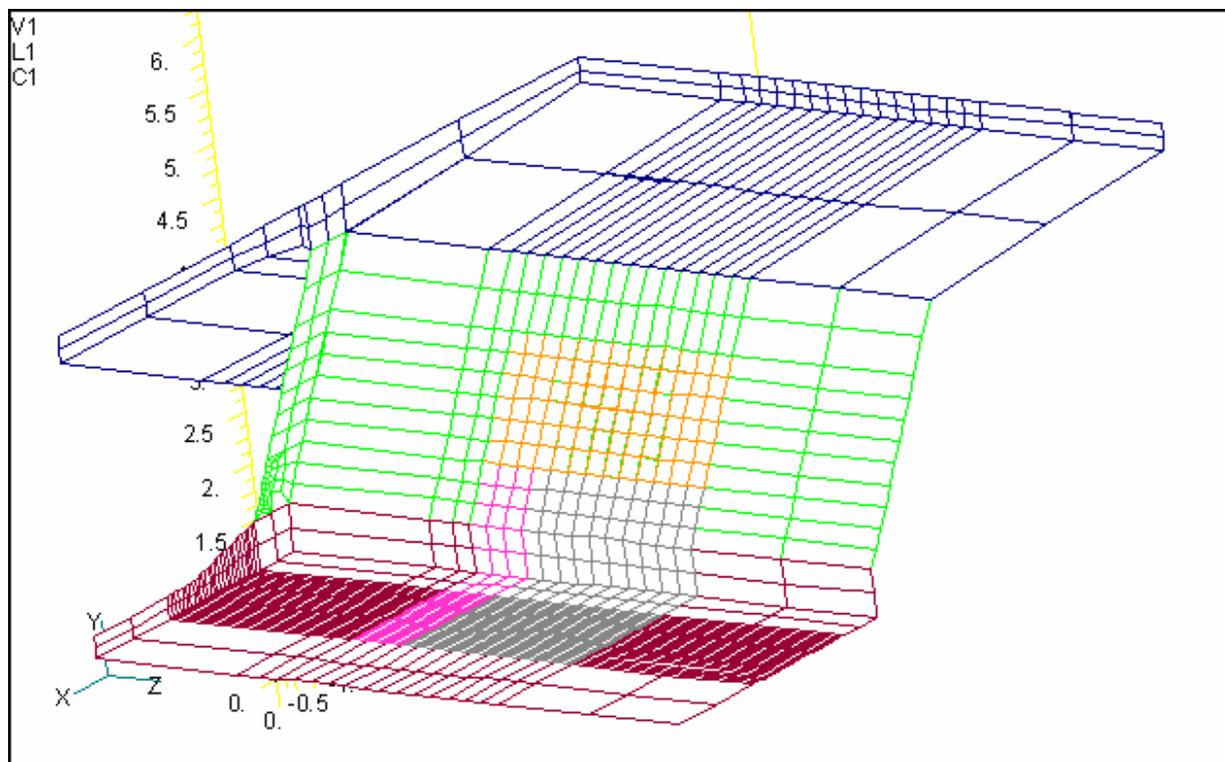


Fig. 33 Rückansicht des Brückensegmentes mit verschiedenen Bewehrungsgehalten.

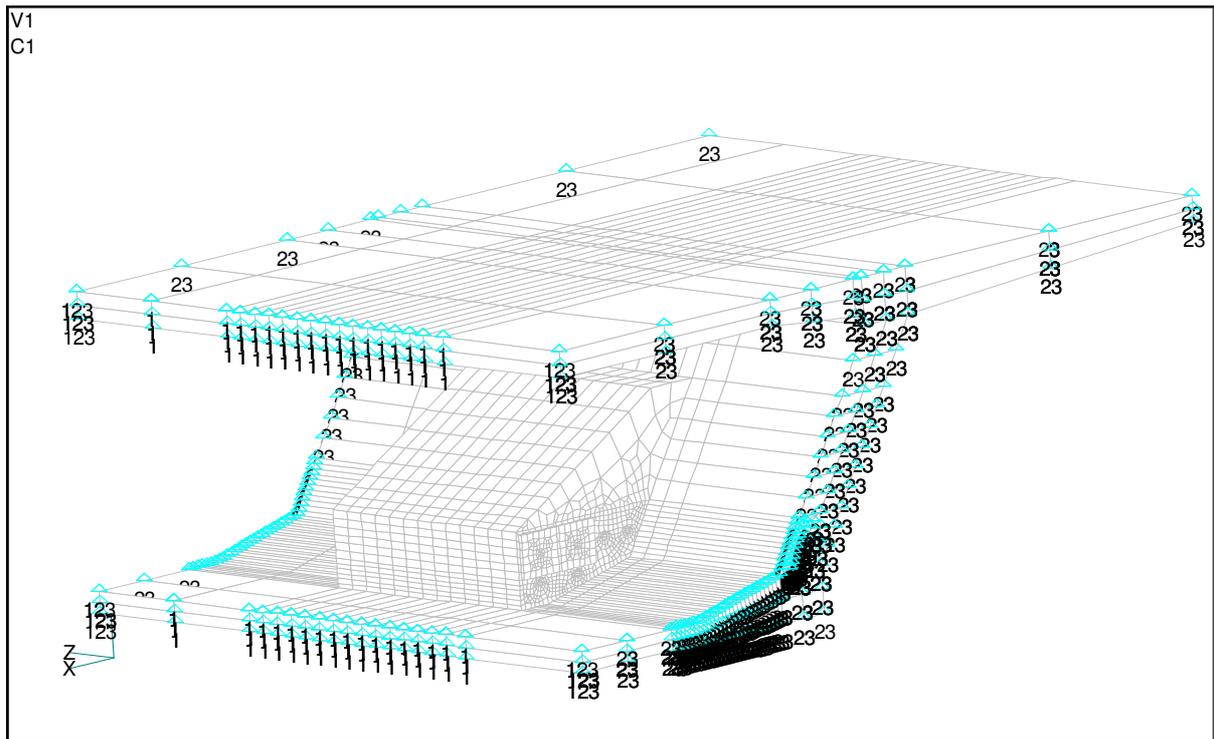


Fig. 34 Die Bezeichnungen 1, 2, 3 zeigen die Richtung der markierten Knoten an.

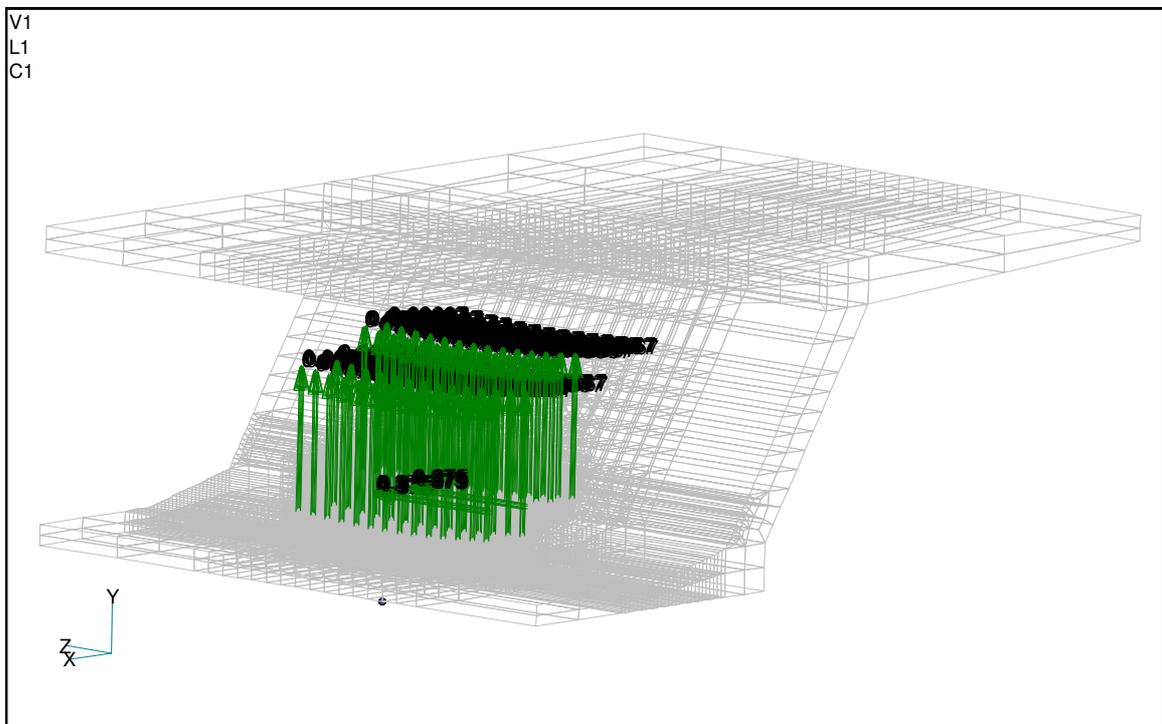


Fig. 35 *Kraftrichtungen der Durchlaufenden Kabel und der verankerten Kabel. Jedes Kabel erzeugt eine Umlenkkraft von 0.654 MN und jedes der beiden end-verankerten Kabel hat eine Vorspannkraft von 3MN in Z-Richtung.*

V1
L1
C1

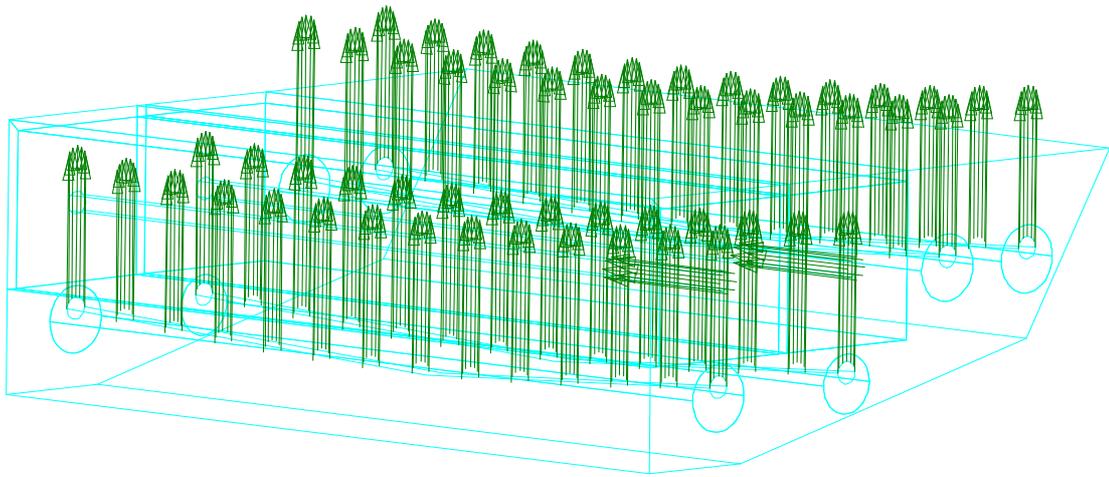


Fig. 36 *Detail-Ansicht der wirkenden Kräfte.*

Bezeichnung des Bereiches	Beschreibung
Ankerblock/Vertikal	Der Hauptverankerungsblockteil. Die Aufgabe der Bewehrung in diesem Bereich ist, die Übertragung der Verankerungs- und Umlenkkräfte in den Brückenquerschnitt.
Aktive Anker 2 x 3MN	Optimale Bewehrungskonstanz im Bereich und unter den beiden Ankerstahlplatten.
Bodenplatte	Bodenplatte des Brückensegmentes.
Ankerblock/Schräg 35°	Der Angeschrägte obere Ankerblockteil ermöglicht einen sauberen Kraftfluss der Umlenk und Verankerungskräfte in die Seitenstege.
Stege	Die Angewinkelten Seitenstege des Brückensegmentes.
Fahrbahnplatte	Oberer Teil des Brückensegmentes ,die Fahrbahnplatte

Tabelle 6.T.11 Beschreibung der verschiedenen verschmierten Bewehrungsbereiche und Optimierungsziele.

Material Parameter	Werte
<i>Beton B 45/50</i>	
Elastizitätsmodul	39.750 MPa
Querdehnzahl	0,2
Zugfestigkeit	3,8 MPa
Druckfestigkeit	53 MPa
Bruchenergie	94 N/m
Kritisches Versetzmass	0,5 mm
Wert Nichtlineares Druckverhalten	35,5 MPa
Plastische Spannungsspitze in uni-axialem Druckfestigekeitstest	0,00133
Parameter des Menetrey-Willam Versagensverlauf	0,52
<i>Verschmierte Bewehrung</i>	
Elastizitätsmodul	200.000,0 MPa
Streckgrenze des Stahles	500 MPa
Zugfestigkeit des Stahles	550 MPa
Grenzdehnung	0,1
<i>Ankerstahlplatten bei den Aktive-Ankern</i>	
Elastizitätsmodul	200.000,0 MPa
Querdehnzahl	0,3
Streckgrenze des Stahles	355 MPa
Hardening Modul	0 MPa

Tabelle 6.T.12 Material Parameter

6.4.2 Bewehrungsoptimierung.

Unter 11.2 werden die Resultate der Bewehrungsoptimierung beschrieben. Die Bewehrung ist entsprechend auf die Richtung der erwarteten Zugspannungen ausgerichtet. In den meisten Bereichen korrespondiert diese Richtung mit einer Richtung des Koordinatensystems und ist bezeichnet mit X, Y oder Z. Eine Ausnahme bildet die geneigte Fläche des Ankerblocks, in welchem die Bewehrung parallel zur Fläche im Winkel von 30 ° angeordnet ist. In Tabelle 6.T.13 sind die Bewehrungsgehalte eines jeden Rechnungslaufes dargestellt. In Figur 37 und 38 sind die Resultate der Ankerverschiebung und der Rissbreiten für die verschiedenen Berechnungsläufe unter der vollen Vorspannkraft dargestellt. Die volle Vorspannkraft entspricht 0.654 MN Umlenkkraft für jedes der vier durchlaufenden Vorspannkabel sowie zwei mit 3 MN in Z-Richtung abgespannten Vorspannkabel. Die Berechnungen wurden in Schritten durchgeführt bei welchen die Vorspannkraft bis auf die volle Gebrauchslast erhöht wurden. Die volle Vorspannkraft wird beim Wert 1 im Last und Verschiebungsdiagramm Fig.42 und Fig.43 erreicht. Nach dem Erreichen des Wertes 1 wurde das numerische Modell um 35 % über die Gebrauchslast hinaus auf 135 % Vorspannkraft belastet.

Name des Bereiches	Richtung	Lauf A-F5	Lauf A-G1	Lauf A-G2	Lauf A-G3	Lauf A-G4	Lauf A-G5
Anker (Mat.63/53)	X (Mat.1)	2%	2%	2%	2%	2%	2%
	Y (Mat.2)	2%	2%	2%	2%	2%	2%
	Z (Mat.3)	2%	2%	2%	2%	2%	2%
Aktive Ankerecke (Mat.64/54)	X (Mat.4)	5%	5%	5%	5%	5%	5%
	Y (Mat.5)	5%	5%	5%	5%	5%	5%
	Z (Mat.6)	5%	5%	5%	5%	5%	5%
Bodenplatte (Mat.65/55)	X (Mat.10)	1%	1%	1%	1%	1%	1%
	Z (Mat.11)	8%	8%	8%	8%	8%	8%
Geneigter Ankerblock (Mat.62/52)	X (Mat.13)	2%	1%	1%	1%	5%	5%
	30° (Mat.12)	5%	2%	1%	1%	1%	1%
Stegbereich (Mat.61/51)	X (Mat.13)	-	-	-	-	-	5%
	30° (Mat.12)	-	-	-	-	-	1%
	Y (Mat.14)	1%	1%	1%	1%	1%	1%
	Z (Mat.15)	2%	2%	2%	3%	3%	3%
Fahrbahnplatte (Mat.60/50)	X (Mat.16)	1%	1%	1%	1%	1%	1%
	Z (Mat.17)	1%	1%	1%	1%	1%	1%

Tabelle 6.T.13 Optimierte Bewehrungsgehalte für jeden Bereich des Berechnungsmodells.

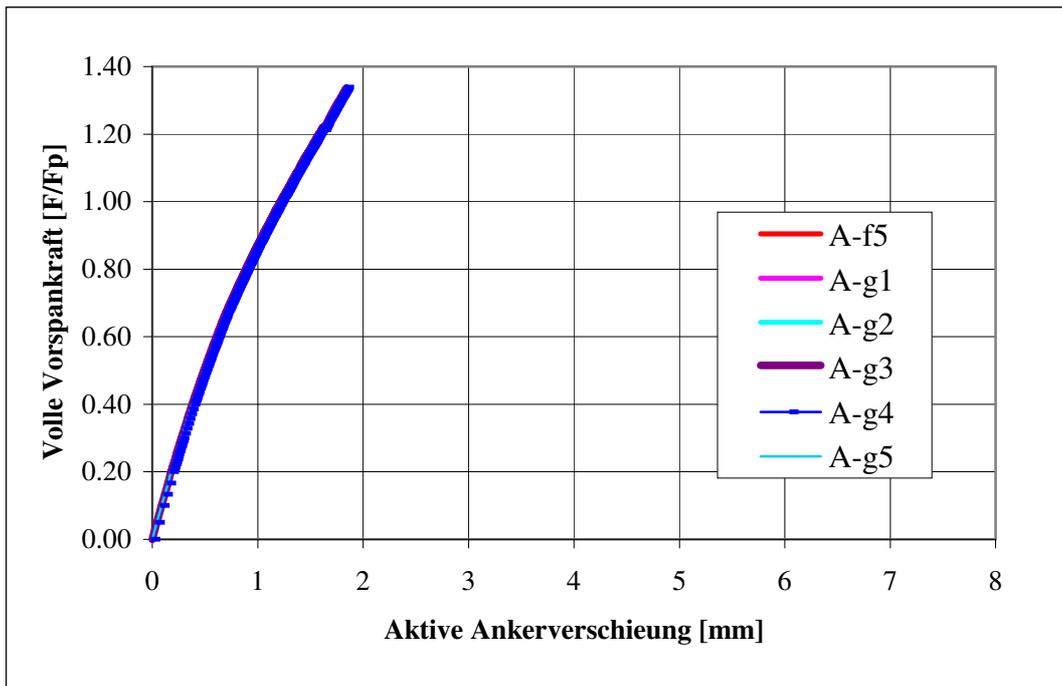


Fig. 37 Last-Verschiebungsdiagramm für jeden Berechnungslauf.

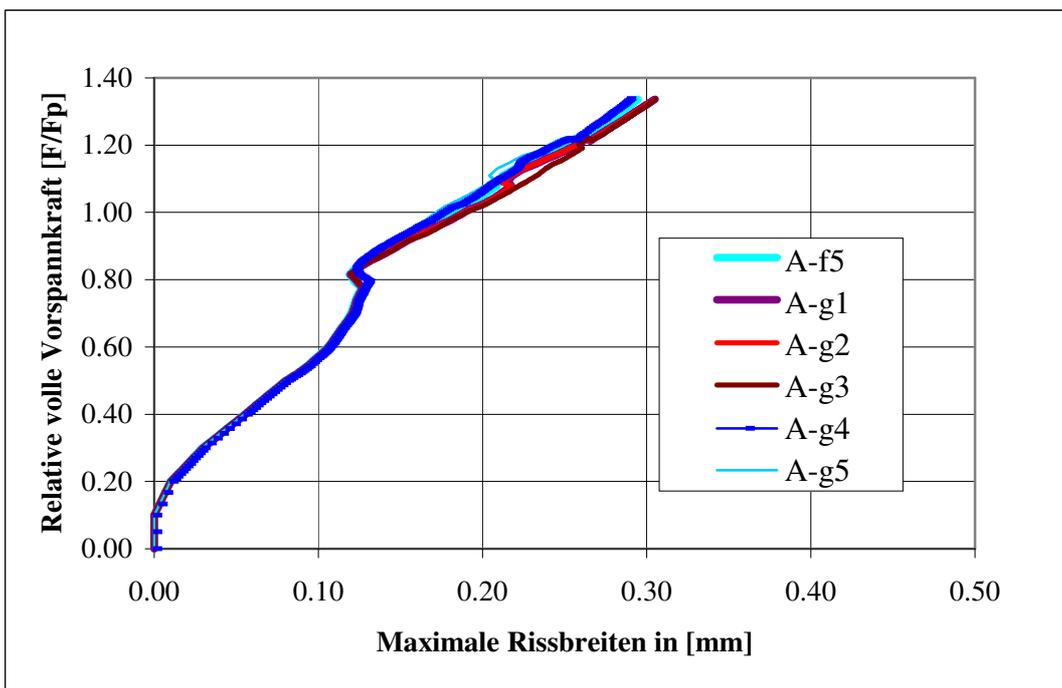


Fig. 38 Maximale Rissbreiten (COD) für jeden Berechnungslauf.

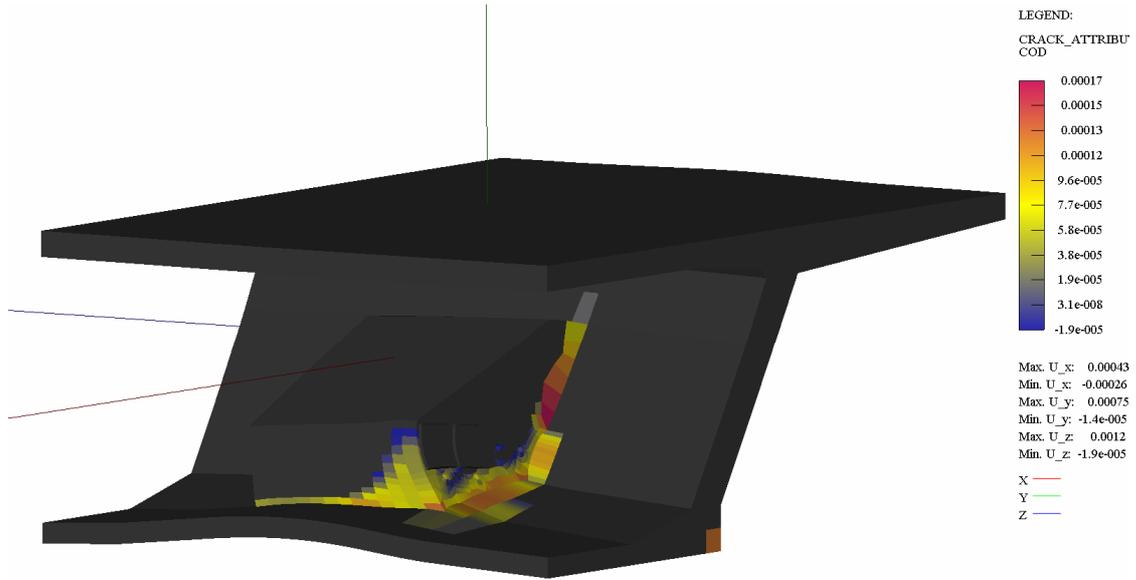


Fig. 39 Maximale Rissbreiten und Verformung unter voller Vorspannkraft (Lastschritt 29) in Berechnungslauf A-G4

Cracks:elements, width multiplier: 1,0E+00, G.O<-4,749E-07;1,731E-04> [m], SN<-6,936E+01;-6,936E+01> [MPa], ST<5,966E-04;5,966E-04> [MPa]

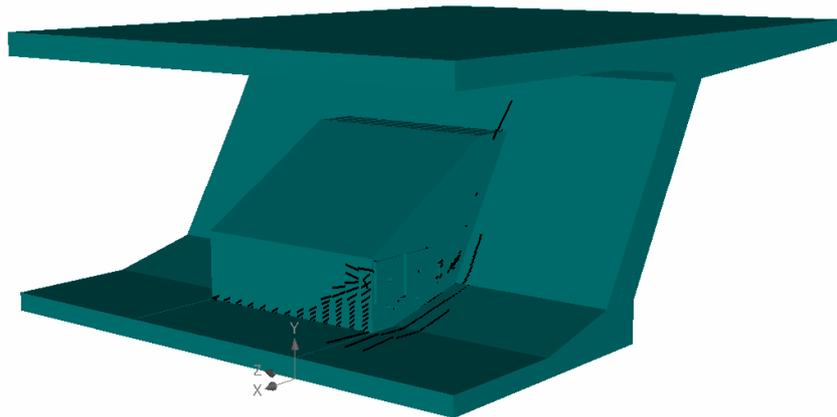


Fig. 40 Rissbild unter voller Vorspannkraft (Lastschritt 29) in Berechnungslauf A G4.

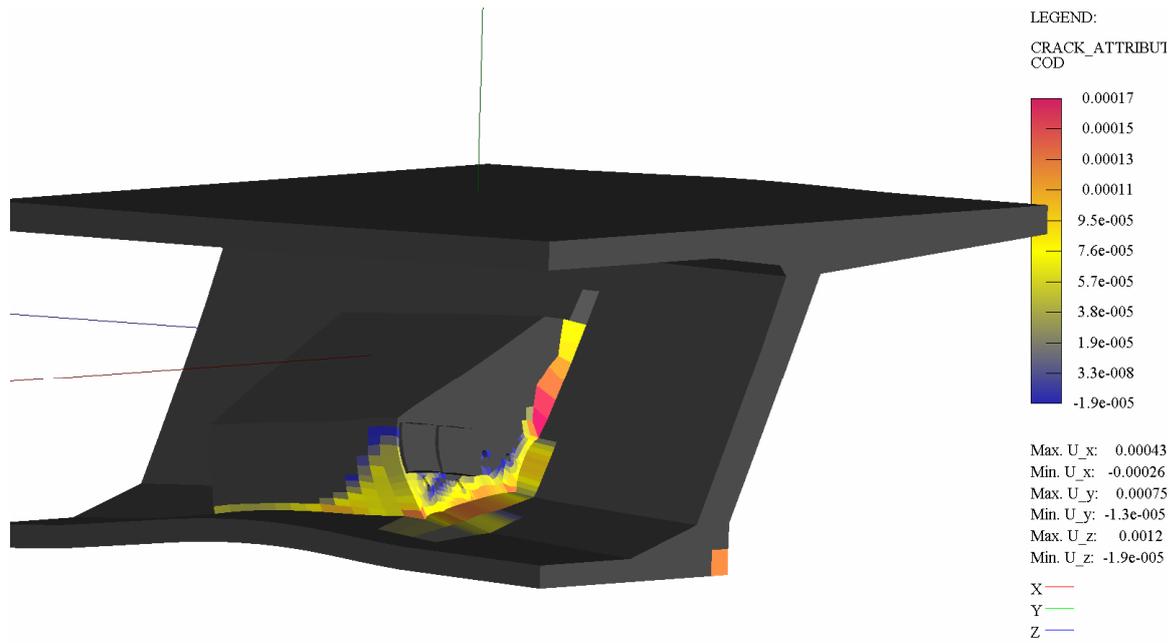


Fig. 41 *Maximale Rissbreiten und Verformung unter voller Vorspannkraft (Lastschritt 29) in Berechnungslauf A-G5.*

Cracks:elements, width multiplier: 1,0E+00, G.O<-7,695E-07;1,702E-04> [m], SN<-6,936E+01;-6,936E+01> [MPa], ST<8,243E-04;8,243E-04> [MPa]

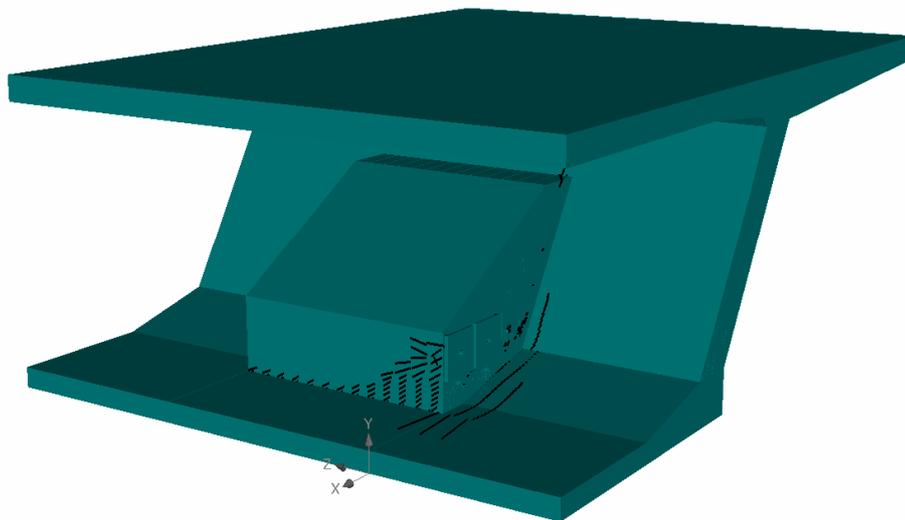


Fig. 42 *Rissbild unter voller Vorspannkraft (Lastschritt 29) Berechnungslauf A-G5.*

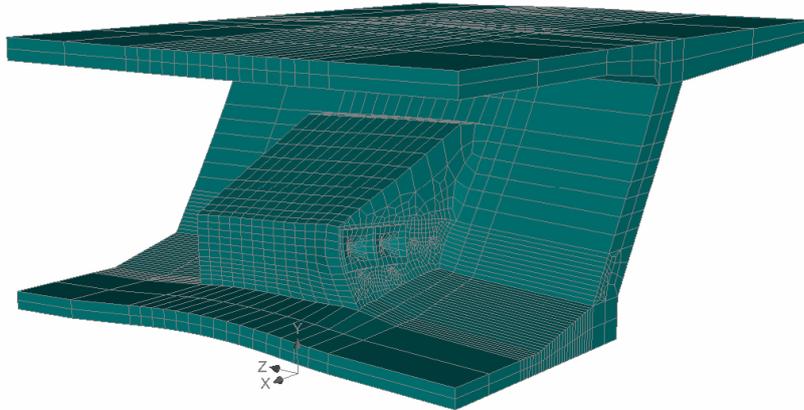


Fig. 43 *Verformungsbild unter voller Vorspannung in Berechnungslauf A-g5*

Cracks: elements, width multiplier: 1,0E+00; Filtr: <1,000E-04; ...>; G.O.<7,695E-07;1,702E-04> [m]; SN<-5,936E+01;-5,936E+01> [MPa]; ST<8,243E-04;8,243E-04> [MPa]

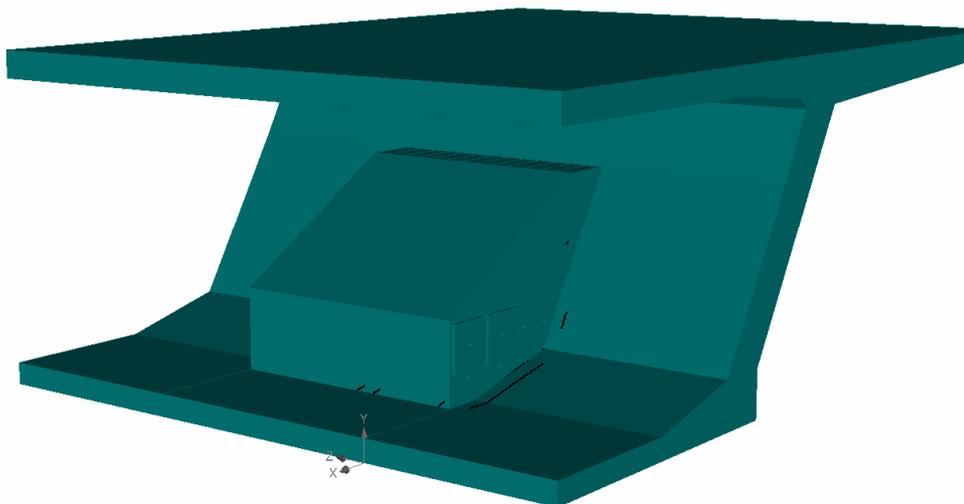


Fig. 44 *Risse an der Oberfläche kleiner 0.1 mm im Modell A-g5 unter voller Vorspannkraft.*

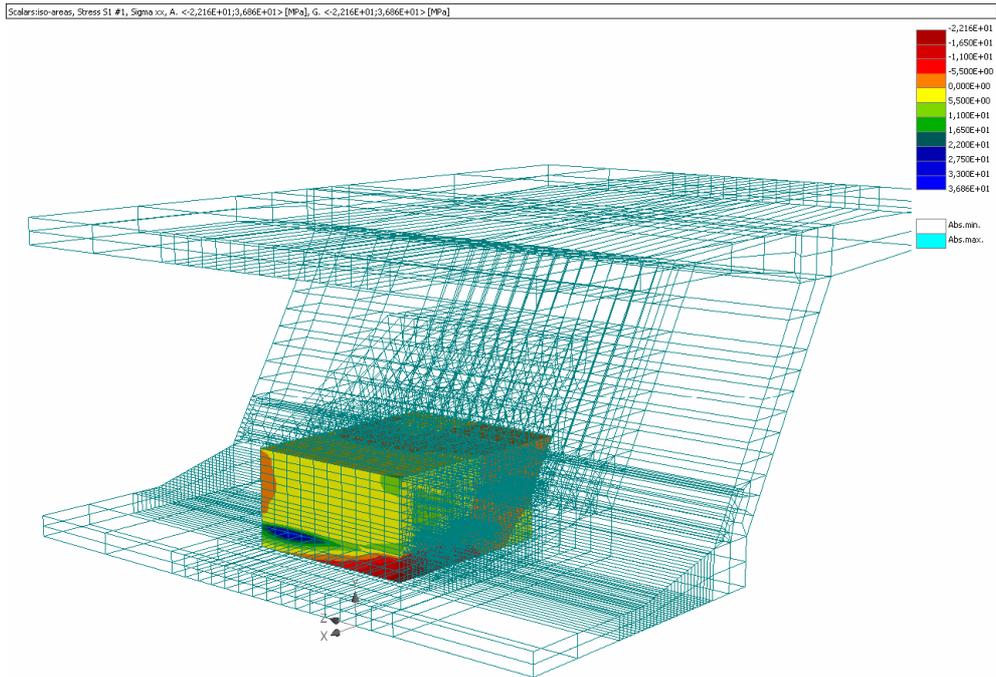


Fig. 45 Spannungen in der verschmierten Bewehrung in X Richtung im Ankerblock (Material ID = 1, Anker-X) im Modell A-G5 unter voller Vorspannkraft.

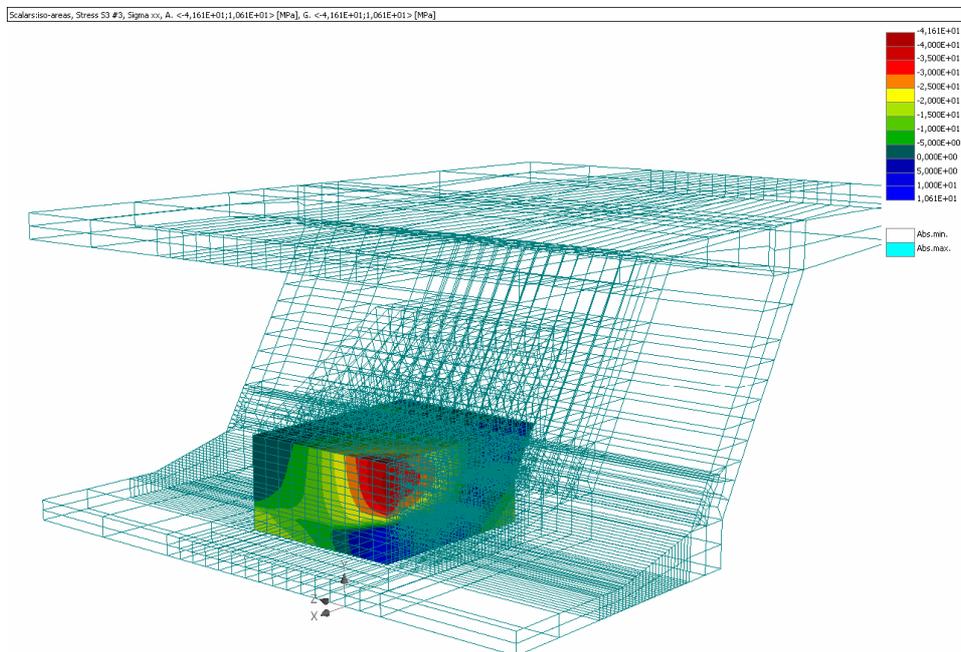


Fig. 46 Spannungen in der verschmierten Bewehrung in Z Richtung im Ankerblock (Material ID = 3, Anker-Z) im Modell A-G5 unter voller Vorspannkraft.

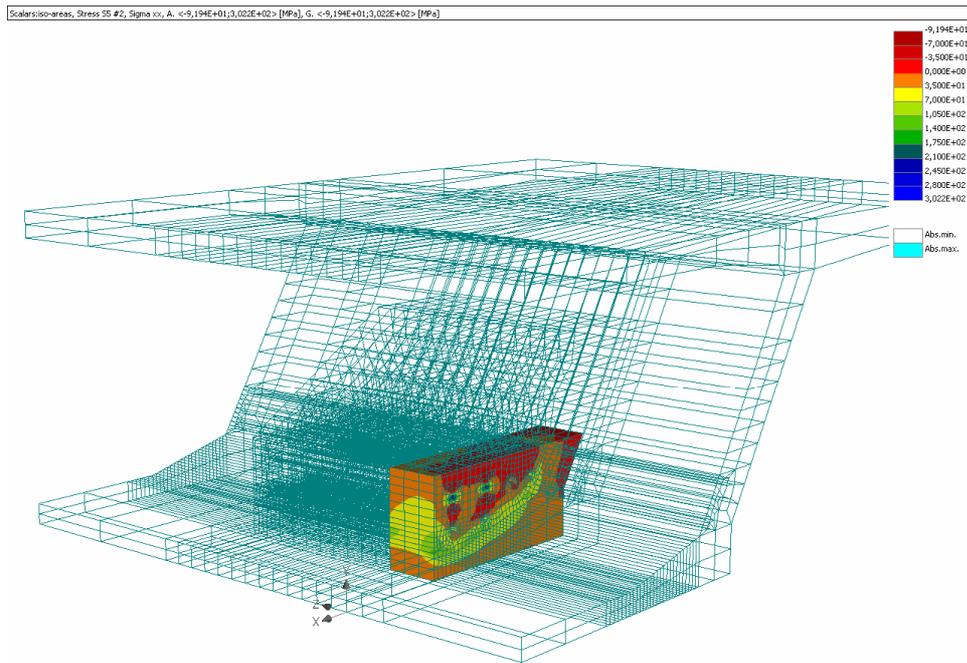


Fig. 47: Spannungen in der verschmierten Bewehrung in Y Richtung im Ankerblock (Material ID = 5, Anker-Y) im Modell A-G5 unter voller Vorspannkraft.

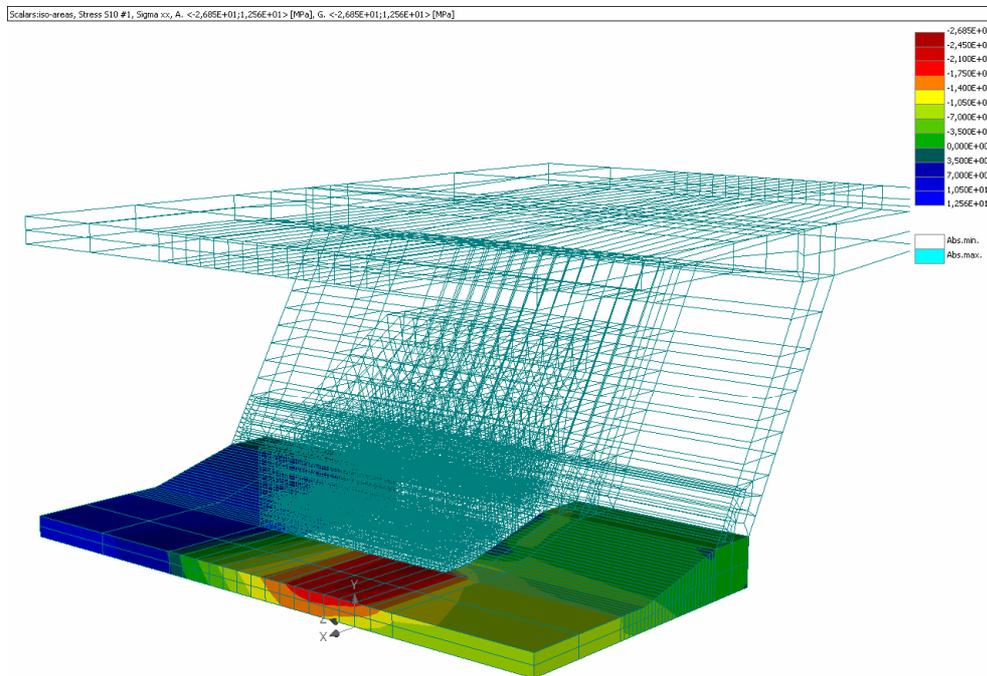


Fig. 48 Spannungen in der verschmierten Bewehrung in X Richtung in der Bodenplatte (Material ID = 10, Bodeplatte-X) Modell A-G5 unter voller Vorspannkraft.

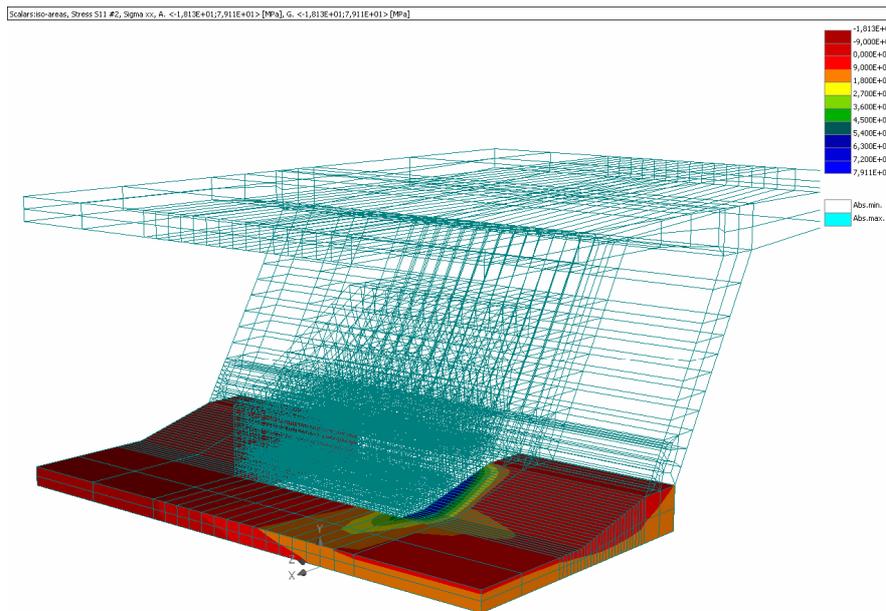


Fig. 49 Z: Spannungen in der verschmierten Bewehrung in Z Richtung in der Bodenplatte (Material ID = 11, Bodeplatte) im Modell A-G5 unter voller Vorspannkraft.

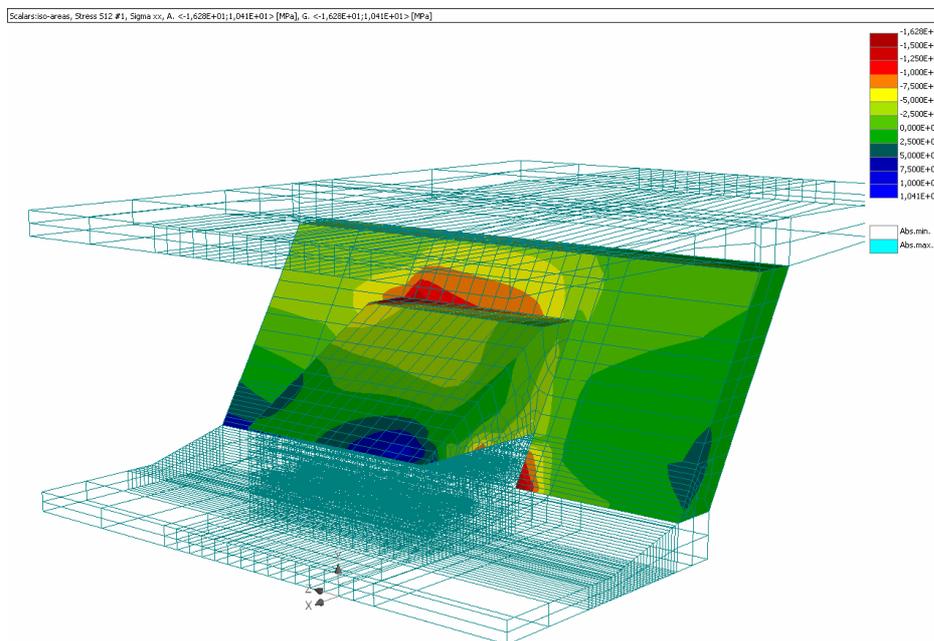


Fig. 50 Spannungen in der verschmierten Bewehrung im Steg und schrägen Ankerblockteil (Material ID = 12, Schräger Ankerblockteil und Steg in Richtung 35 °) im Modell A-G5 unter voller Vorspannkraft.

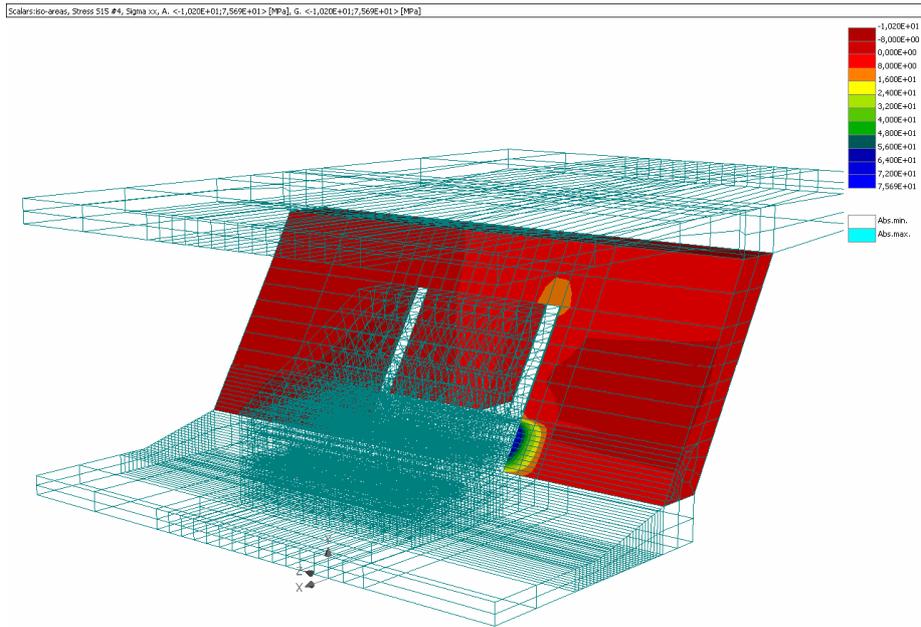


Fig. 51

Spannungen in der verschmierten Bewehrung in Richtung Z im Steg (Material ID = 15, Steg in Richtung-Z) im Modell A-G5 unter voller Vorspannkraft.

6.4.4 Diskussion zum Vergleichsmodell Curbach II

In zusammen sechs Berechnungsläufen wurden verschiedene Bewehrungsgehalte in den entsprechenden Bereichen des Verankerungsblockes eingesetzt. Die angewandten Bewehrungsgehalte in den verschiedenen Bereichen sind in der Tabelle 6.T.15 detailliert aufgeführt. Die initiale Bewehrungsanordnung basiert auf den gewonnenen Erkenntnissen und Resultaten des Vergleichsmodells I. Das Lastverschiebungsdiagramm in Fig. 37 zeigt dass die angewandte Bewehrung für alle sechs Berechnungsläufe und Berechnungsszenarien hinreichend war. Die Fig. 38 zeigt die Entwicklung der maximalen Rissbreiten in den verschiedenen Laststufen. Für den Lastfall volle Vorspannung (Gebrauchsniveau) sind die eingetretenen Rissbreiten in der Tabelle 6.T.14 aufgelistet.

Für jeden Fall sind jeweils zwei Werte aufgeführt: Die maximalen Rissbreiten im Ankerblock selbst (COD_{max}) und die maximalen Rissbreiten in unmittelbarer Nähe des Ankerblockes (COD_{rest}). In den meisten Berechnungsläufen traten die grössten Risse jeweils unter den Stahlplatten der zwei Aktiven Anker mit 3 MN Vorspannkraft sowie beim Übergang Ankerblock/Steg.

Bereich	Variante F5	Variante G1	Variante G2	Variante G3	Variante G4	Variante G5
COD_{max} [mm]	0.1854	0.1918	0.1914	0.1941	0.1731	0.1702
COD_{rest} [mm]	0.1854	0.1918	0.1914	0.1941	0.1731	0.1702

Tabelle 6.T.14 Maximale Rissbreiten in den verschiedenen Berechnungsläufen.

Unterer Bereich des Ankerblockes	X	2%
	Y	2%
	Z	2%
Aktive Anker	Z	5%
	Y	5%
	Z	5%
Aktive Ankerecke	X	5%
	Y	5%
	Z	5%
Bodenplatte	X	1%
	Z	8%
Oberer Bereich Ankerblock 35°	35°	1%
	X	5%
Steg	Y	1%
	Z	3%
Fahrbahnplatte	X	1%
	Z	1%
COD_{max} [mm]		0.17
COD_{rest} [mm]		0.17

Tabelle 6.T.15 Optimierter Bewehrungsgehalt für das Modell II.

Der vorgeschlagene Bewehrungsgehalt bildet nun die Basis für die detaillierte Bewehrungsanordnung.

Maximale Rissbreiten im Ankerblock	0.17 mm
Total maximale Rissbreiten	0.17 mm
Sicherheitsbeiwert	1.75
Grösste Druckspannungen im Beton ausserhalb des Ankerblockes	-15 MPa
Grösste Zugspannungen im Beton	3.229 N/mm ²
Grösste Druckspannungen in der Bewehrung ausserhalb des Bereiches der aktiven Anker	-41 MPa
Grösste Zugspannungen in der Bewehrung ausserhalb des Bereiches der aktiven Anker	122 N/mm ²
Grösste Zugspannungen in der Bewehrung im Bereich der aktiven Anker	327 N/mm ²
Streckgrenze des Bewehrungsstahls	500 N/mm ²

Tabelle 6.T.16 Die Hauptresultate der angewandten Bewehrungsanordnung.

6.4.5 Vergleich zwischen den Modellen Curbach I und II

Bei den Vergleichsmodellen I und II kann folgende Feststellung gemacht werden. Die Druckspannungen im Beton ausserhalb des Ankerblocks liegen bei beiden Modellen mit -16 MPa (Modell I) und -15 MPa (Modell II) sehr nahe beieinander. Die grössten Zugspannungen im Beton mit 3.8 N/mm² weist das Modell I auf. Beim Modell II liegen diese Zugspannungen im Beton bei 3.22 N/mm². Die grössten Zugspannungen in der Bewehrung des Verankerungsblocks traten mit 327 N/mm² im Modell II auf. Im Modell I liegen diese bei 221 N/mm² = $\gamma = 2.26$. Beim Modell II ist die Spannung $\sigma_{\text{Bruch}} / 1.75 = 285 \text{ N/mm}^2$ mit einer realisierten Spannung σ von 327 N/mm² um 12.8 % überschritten. Beim Modell I ist die Spannung $\sigma_{\text{Bruch}} / 1.75 = 285 \text{ N/mm}^2$ mit einer in der Berechnung realisierten grössten Spannung von 221 N/mm² bei gleichem Sicherheitsbeiwert um 22.4 % unterschritten. Durch die zwei Scheiben beim Vergleichsmodell I, die knapp unter der Fahrbahnplatte an den Steg anschliessen, wird das Moment durch ein Kräftepaar (Zugstab/Druckstab) aufgenommen. Die Scheiben tragen ihre Lasten über die Kontaktfläche zur Stegebene über Schub ein, wobei der Steg in dieser Ebene als Scheibe beansprucht wird, wodurch die Verformungen auf Grund der hohen Steifigkeit des Steges auf ein Minimum reduziert werden können. Die berechneten Risse im Vergleichsmodell I liegen bei max. 0.25 mm im Durchschnitt aber unter 0.20 mm. Ausserhalb des Verankerungsblocks trat ein Riss mit max.0.326 mm auf. Beim Vergleichsmodell II ergaben sich aus den Berechnungen sowohl innerhalb wie ausserhalb des Verankerungsblocks keine Risse grösser 0.17 mm.

7 Experimentelle Untersuchungen

7.1 Forschungsbeiträge

7.1.1 Versuche TU Leipzig von König und Jungwirth [46]

An der Universität Leipzig wurden insgesamt acht Versuche zur Untersuchung der Krafteinleitung bei externen Spanngliedern durchgeführt [46]. Mit den Versuchen wurde das Ziel verfolgt zu klären wie der Krafteinleitungsbereich auszubilden und zu bemessen ist, um die geforderte Tragfähigkeit bei tolerierbaren Rissbreiten zu erreichen.

Als Versuchskörper wurde eine Stegplatte gewählt, auf die zwei Lisenen angeordnet wurden (Abb. 7.B.1). Die Prüflast wurde über ein Spannglied mit einer einseitig angeordneten Spannpressen gleichzeitig auf beide Lisenen aufgebracht. Die Querbiegeverformungen der Stegplatte wurden durch ein Festlager in der Mitte des Versuchskörpers und zwei Gleitlager an den Enden des Versuchskörpers verhindert.

Durch die statisch unbestimmte Lagerung des Versuchskörpers wurden zusätzliche Zugspannungen an der Plattenoberseite erzeugt, um die Schubkraftübertragung in der Fuge zwischen Lisene und Steg der Wirklichkeit entsprechend ungünstig auszubilden.

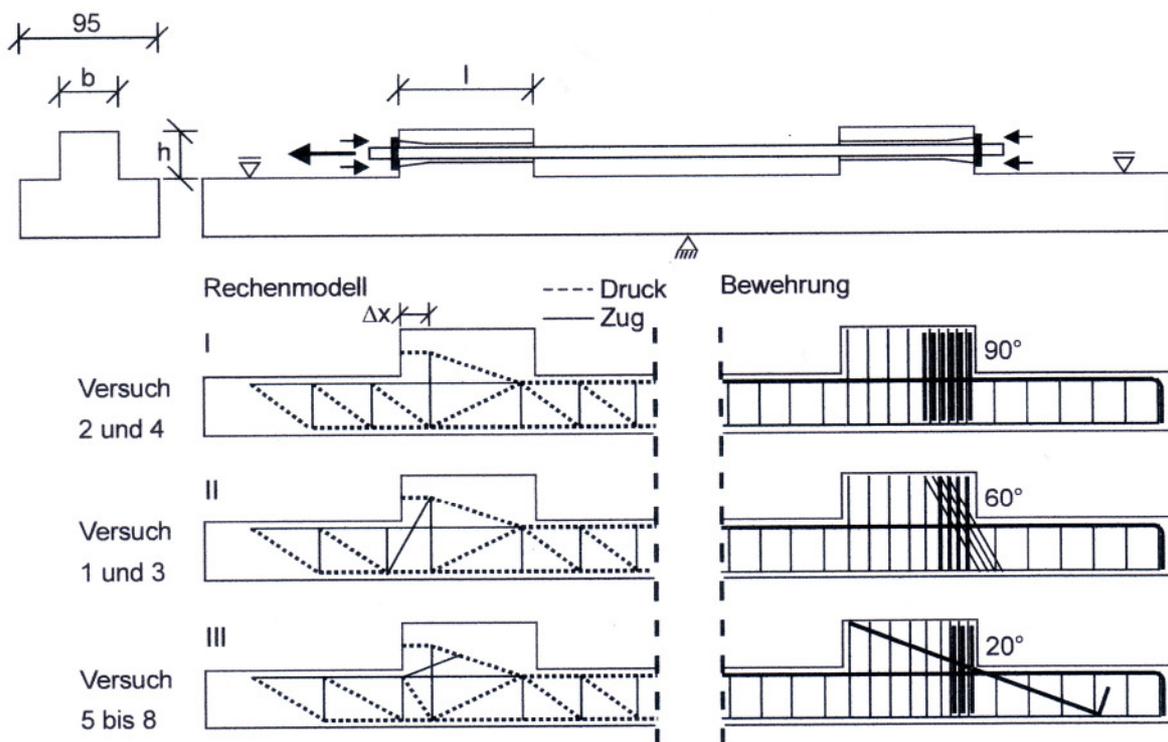


Abb. 7.B.1 Versuchskörper und Rechenmodell nach König, Jungwirth [46]

Die wichtigsten Versuchsparameter sind in Tabelle 7.T.1 dargestellt. Der Versuchsablauf erfolgte in Anlehnung an [35] [65] und ist aus Abb. 7.B.2 zu entnehmen. Die Anordnung der Konsolbewehrung ist in Abb. 7.B.1 dargestellt.

Eine Wendelbewehrung wurde nur in den Versuchskörper 3 und 4 angeordnet, weil einerseits untersucht werden sollte, ob die Betonumschnürung durch Schlaufen und Bügel ausreicht, andererseits die Anordnung einer zusätzlichen Wendel bei der gewählten Bewehrung der Versuchskörper 5 bis 8 aus Platzgründen nicht möglich war.

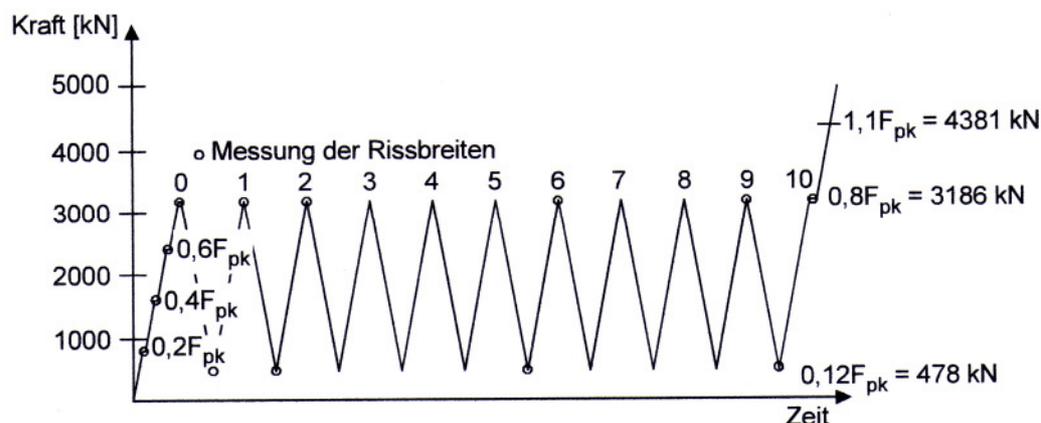


Abb. 7.B.2 Versuchsprogramm nach König, Jungwirth [46]

		Versuch							
		1	2	3	4	5	6	7	8
Ankertyp		B35 Mehrflächenanker		B35 Ankerplatte 34x34		B85 Mehrflächenanker		B85 Ankerplatte Ø29	
Zugglied		15 Litzen 0,62" (150 mm ²) St 1570 / 1770				Stahl		PE	
Aussparungsrohr		Stahl Ø _a = 15,2 cm		PE Ø _a = 18,0 cm		Stahl Ø _a = 15,2 cm		PE Ø _a = 18,0 cm	
<i>l</i>	[cm]	115		135		96		92	
<i>b</i>	[cm]	57,2		63		47,2 42		42 39	
<i>h</i>	[cm]	44		45		32		33	
Rechenmodell		II	I	II	I	III	III	III	III
Längsbewehrung	[cm ²]	54	54	54	54	44	44	44	44
Bewehrung 20°	[cm ²]	-	-	-	-	20	20	20	20
Bewehrung 60°	[cm ²]	25	-	25	-	-	-	-	-
Bewehrung 90°	[cm ²]	24	52	28	66	47	52	54	52
Abstand Δ <i>x</i>	[cm]	24	16	20	15	6	12	10	14

Tabelle 7.T.1 Versuchsparameter der Versuche von König, Jungwirth [46]

Die massgebenden Versuchsergebnisse können der Tabelle 7.T.2 entnommen werden. Die Versuchskörper 1 und 2 versagten durch sekundären Druckstrebenbruch am Fuss der Lisene, nachdem ein Grossteil der Anschlussbewehrung zwischen Lisene und Steg die Streckgrenze erreicht hatte. Die Versagenslast lag unterhalb der erforderlichen Höchstlast $F_{max} = 1,1 \times F_{pk}$. Bei den Versuchen 3 bis 7 konnte ein Ver-

sagen des Versuchskörpers nicht erreicht werden, weil das Versuchsspannglied, über das die Verankerungen belastet wurden, nach Überschreiten der erforderlichen Höchstlast ins Fließen geriet. Die Druckstrebenwinkel aller Versuche, gemessen aus den Rissneigungswinkeln an den Anschlussflächen der Lisenen, variierten zwischen 20° und 40° bei einem Mittelwert von 28°. Die gemessenen Rissbreiten betragen nach zehnmaliger Belastung auf den Aussenflächen aller Lisenen maximal 0.25 mm mit Ausnahme von Versuchskörper 2, bei dem Rissbreiten bis zu 0.35 mm auftraten. Die grössten Rissbreiten im Steg wurden im Anschnitt zur Lisene vor der Lasteinleitung gemessen (rückwärtige Verankerung der Spanngliedkraft). Die maximale Rissbreite betrug hier 1.0 mm, die minimale Rissbreite 0.35 mm.

Auf Grund der geringen Exzentrizität der Lasteinleitung zum Steg, überlagern sich bei den Versuchen planmässig die Einflüsse aus der Kraftübertragung von der Verankerung auf die Verankerungskonstruktion und von der Verankerungskonstruktion auf den Überbau. Eine genaue Unterscheidung beider Einflüsse ist nicht möglich, es kann aber das prinzipielle Konsoltragverhalten mit einer stark konzentriert bewehrten Zugstrebe im Bereich der Krafteinleitung und einer schrägen Druckstrebe nachgewiesen und bestätigt werden.

	Versuch							
	1	2	3	4	5	6	7	8
Höchstlast F_{max} [kN]	4174	3872	4902*	4902*	5010*	5010*	4532*	4532
F_{max} / F_{pk}	1,05	0,97	1,23*	1,23*	1,26*	1,26*	1,14*	1,14
Rissneigungswinkel	29°	40°	31°	35°	20°	20°	23°	27°
max. Rissbreite [mm] (Lisenenanschnitt)	0,80	1,00	0,45	0,70	0,40	0,80	0,35	0,60

* Der Versuch wurde vor dem Versagen des Versuchskörpers abgebrochen

Tab. 7.T.2 Versuchsergebnisse der Versuche von König, Jungwirth [46]

7.1.2 Versuche TU Karlsruhe von Eibl, Kreuser [30]

Im vorliegenden Forschungsvorhaben wurden drei typische Verankerungskonsolen geprüft. Es waren dies mit Typ I eine Eckkonsole mit einem Bewehrungsgehalt $A_s = 1.8 \% / m^2/m^1$, (Gesamtbewehrung 1027 Kg) mit Typ II eine zwischen den Platten am Steg entlang verlaufende Steglisene mit einem Bewehrungsgehalt $A_s = 1.81 \% m^2 / m^1$ (Gesamtbewehrung 1314 Kg) und mit Typ III eine Konsole in der Stegmitte mit einem Bewehrungsgehalt $A_s = 2.66 \% m^2/m^1$ (Gesamtbewehrung 1496 Kg) geprüft. Die Versuchskörper hatten einen Massstab von etwa 2/3 eines Brückenteils. In der Regel werden bei der Bauweise "externe Vorspannung" Spannglieder mit max. 3000 kN eingesetzt. Dieser Spanngliedtyp wurde den Versuchen zu Grunde gelegt. Wie bei den Abmessungen wurde auch bei der Bemessung ein Faktor von 2/3 berücksichtigt. Bei den Konsoltypen I + III wurden als Last je zwei Spannglieder angenommen, beim Konsoltyp II wurde eine Last von 2000 kN angesetzt. Der Bemessung wurden folgende Materialkennwerte zu Grunde gelegt: Beton B 45 nach DIN 1045 und Bewehrungsstahl BSt. 500 S. Die massgebenden Schnittkräfte wurden mit einer

Handrechnung unter Ansatz einfacher Stabwerkmodelle ermittelt. Bei der Stahlbemessung wurde ein Sicherheitsbeiwert $\gamma = 1.75$ gemäss DIN 1045 berücksichtigt. Die konstruktive Längsbewehrung der Platten bzw. Scheiben wurde, ebenfalls mit dem Geometriefaktor $2/3$ beaufschlagt, der üblicherweise in der Fahrbahnplatte bzw. den Stegen liegenden Bewehrung angepasst. Die Versuche zeigen, dass die erreichten Traglasten in allen Fällen über den zu erreichenden rechnerischen Bruchlasten lagen. Bei den Konsoltypen I +II blieben die Rissbreiten bei Gebrauchslast unterhalb von 0.2 mm. Nur bei der Konsole in der Stegmitte wurde bei Gebrauchslast am Konsolenanschnitt eine Rissbreite von 0.4 mm bis 0.45 mm gemessen. Von Interesse ist hier die Beobachtung dass der Typ III mit dem grössten Bewehrungsgehalt beim Erreichen der Gebrauchslasten die grössten Rissbreiten aufweist Dies dürfte auf den fehlenden Anschluss an die seitlichen Stegscheiben zurück zu führen sein. Es kann daraus abgeleitet werden, dass es grundsätzlich möglich ist, zukünftig die Bewehrung mit $\beta s / 1.75$ zu bemessen.

	Typ I	Typ II	Typ III
Baustoffe Beton Betonstahl	B45 BSt 500	B45 BSt 500	B45 BSt 500
Bemessung rechnerische Gebrauchslast rechnerische Bruchlast	4.000 kN 7.000 kN	6.000 kN 10.500 kN	4.000 kN 7.000 kN
Versuch max. Rissbreite (rechn. Gebrauchslast) max. Rissbreite (1,5fache Gebrauchslast) Bruchlast globaler Sicherheitsbeiwert γ	0,15 mm 0,7 mm 7.170 kN 1,79	< 0,1 mm 0,3 mm > 15.000 kN* > 2,50*	0,45 mm 1,0 mm 11.180 kN 2,80

*Der Versuch wurde bei $P = 15.000$ kN abgebrochen, da die Höchstkraft der Versuchseinrichtung erreicht war

Tab. 7.T.3 Versuchsparemeter [30]

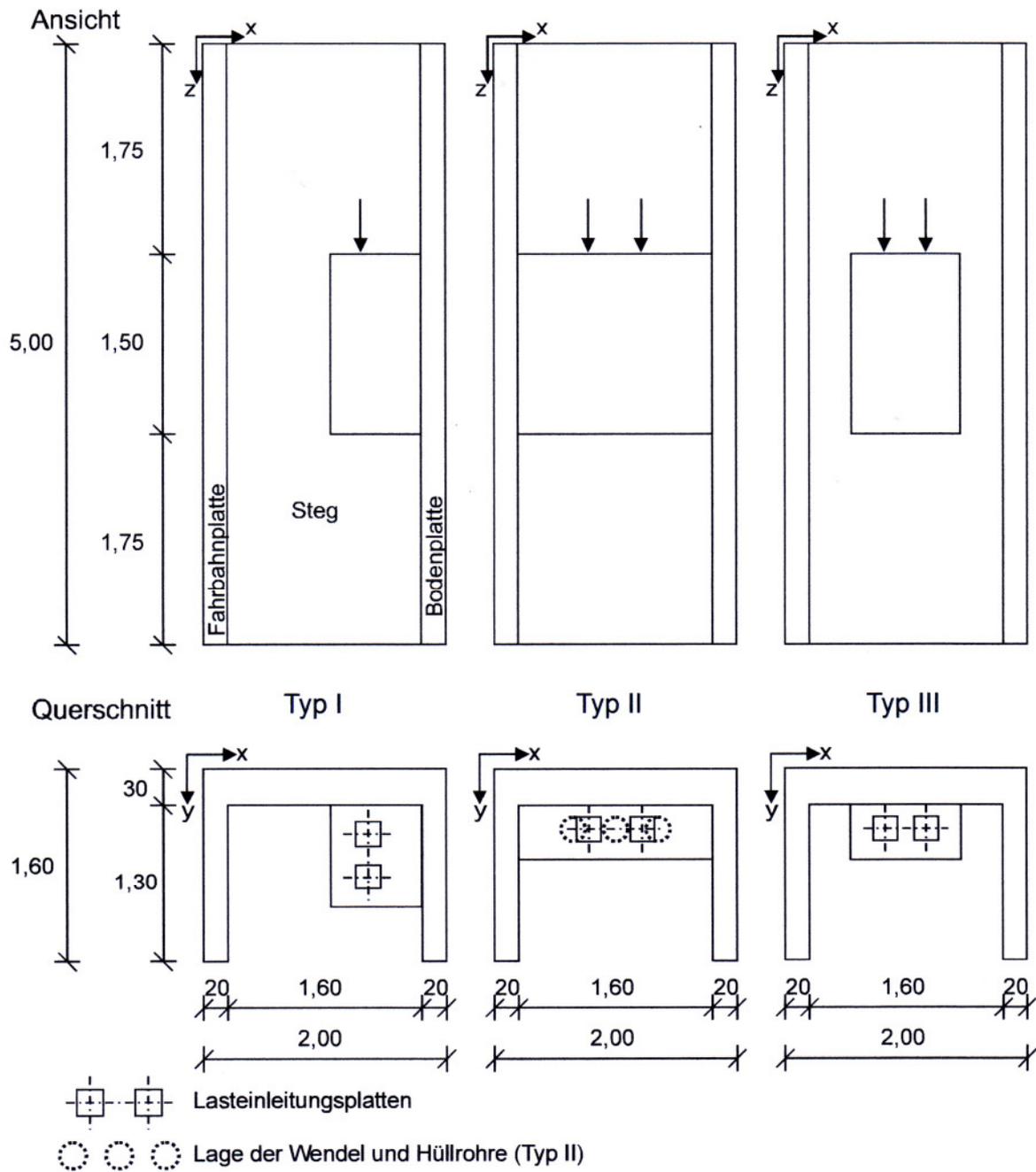


Abb. 7.B.3 Versuchskörper [30]

7.1.3 Versuche von Wollmann, Kreger, Roberts-Wollmann, Breen [77]

In [77] wird über Versuche zur Kräfteinleitung von Spanngliedern berichtet. Ziel der Versuche war, Bemessungsverfahren für die Verankerungsbereiche von Spannbetonbauteilen mit nachträglichem Verbund oder ohne Verbund zu entwickeln und die Anwendbarkeit von Stabwerkmodellen in diesem Bereich zu untersuchen. Dabei wurden auch drei Stegscheiben und eine Eckkonsole experimentell untersucht. Abb. 7.B.4 zeigt das typische Rissbild der Versuchskörper sowie die angenommenen

Fachwerkmodelle. Die rechnerischen Bruchlasten wurden bei allen Versuchen überschritten.

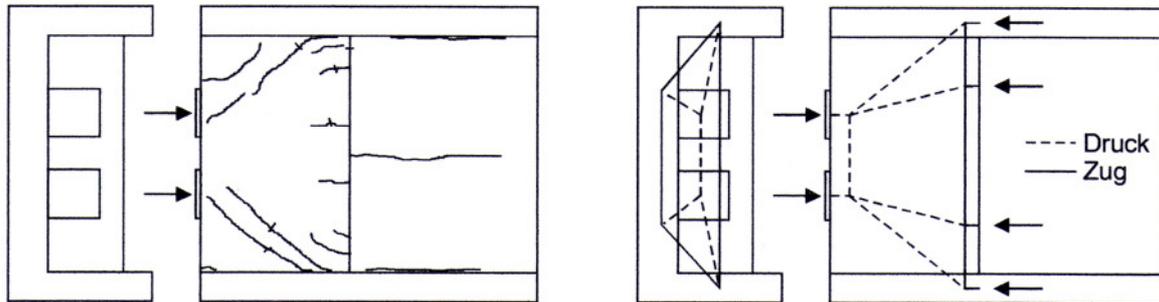


Abb. 7.B.4 Rissbild und Stabwerkmodell von Stegscheiben nach [77]

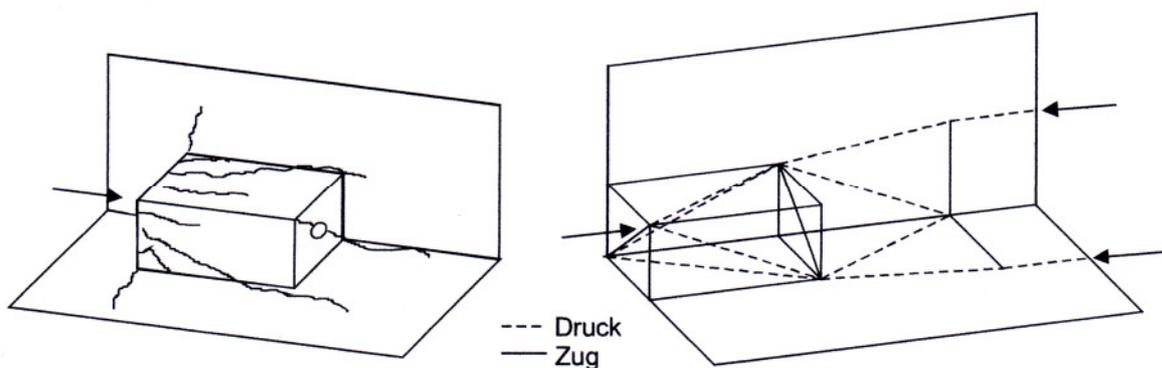


Abb. 7.B.5 Rissbild und Stabwerkmodell der Versuchskörper nach [77]

7.1.4 Versuche von Beaupre, Powell, Breen und Kreger [3]

In [3] + [64] werden Belastungsversuche an 10 Umlenkstellen für externe Spannglieder berichtet. Die Versuche sollten einerseits Erkenntnisse über das Tragverhalten von Kräfteinleitungsstellen für externe Spannglieder vorbringen, andererseits dazu beitragen, einfache Bemessungsmodelle entwickeln zu können. Bei diesen Versuchen wurden die Versuchskörper speziell für sehr kleine Umlenkstrukturen bei Segmentbrücken konzipiert und können deshalb nur beschränkt zum Vergleich mit deutlich grösseren oder gar 1 : 1 grossen Umlenkstrukturen bei Brücken mit externen Spanngliedern heran gezogen werden. Es wurden zwei unterschiedliche Varianten der Geometrie und Bewehrung untersucht. (Abb. 7.B.6). Die Versuche fanden an verkleinerten halben Brückenquerschnitten nach [1] im Verhältnis 1:3 bzw. 1:5 mit jeweils einer angeordneten Umlenkstelle für zwei Spannglieder statt. Die Untersuchungen beschränkten sich ebenfalls auf das lokale Tragverhalten unmittelbar an der Umlenkstelle. Neben einer herkömmlichen Betonstahlbewehrung wurden auch die Auswirkungen von Epoxy beschichteter Bewehrung untersucht. Die Ergebnisse der Versuche können wie folgt zusammengefasst werden:

Sämtliche untersuchten Umlenkstellen wiesen auf Grund ihrer soliden Konstruktion

gute Gebrauchseigenschaften und eine ausreichend hohe Tragfähigkeit mit guter Duktilität auf. Das Versagen erfolgte immer erst nach dem Fließen der Bewehrung, schlagartig. Bei den mit Epoxy beschichteten Bewehrungsstäben resultierten etwas grössere Rissbreiten, unter Gebrauchslast hingegen erhöhten sie im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Duktilität.

Für das Verhalten der Umlenkkonstruktionen werden drei Tragmechanismen unterschieden, die mit Stabwerksmodellen wie auch mit üblichen Rechenformeln abgeschätzt werden können. (Abb. 7.B.7 b)

- (1) Längszug der Bewehrung
- (2) Schubtragfähigkeit der Fuge
- (3) Balkentragwirkung der Betondeckung.

Massgebend für das Gesamtversagen war jeweils das Versagen der Bewehrung für den Längszug. Die übrige Bewehrung war nur von untergeordneter Bedeutung. Die Bewehrung für Längszug soll möglichst in Form von geschlossenen Bügeln eingelegt werden. Zur Rissbreitenbegrenzung wird empfohlen, die Bewehrung mit den üblichen zulässigen Spannungen des Gebrauchzustandes auszunutzen.

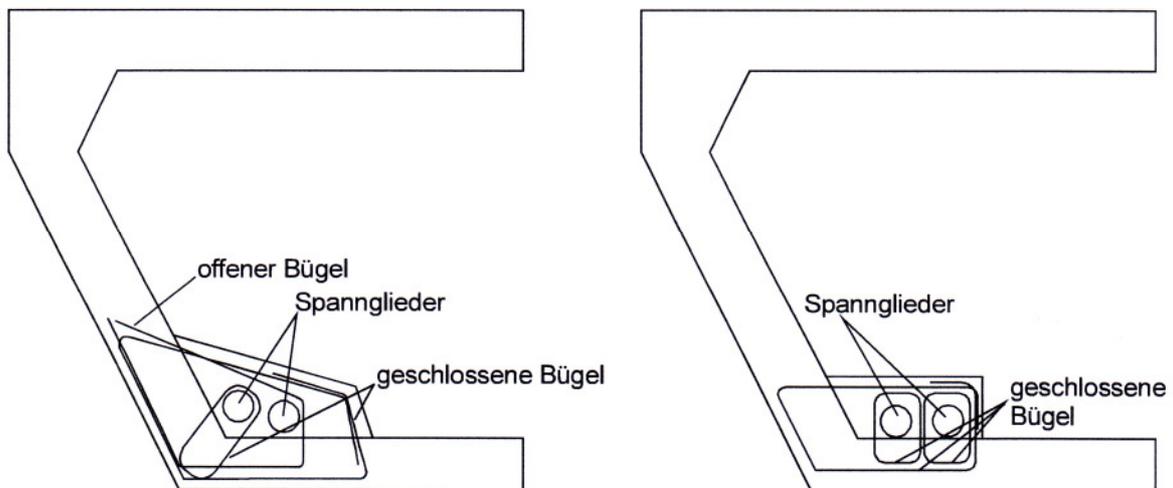


Abb. 7.B.6 Versuchskörper [3] [64]

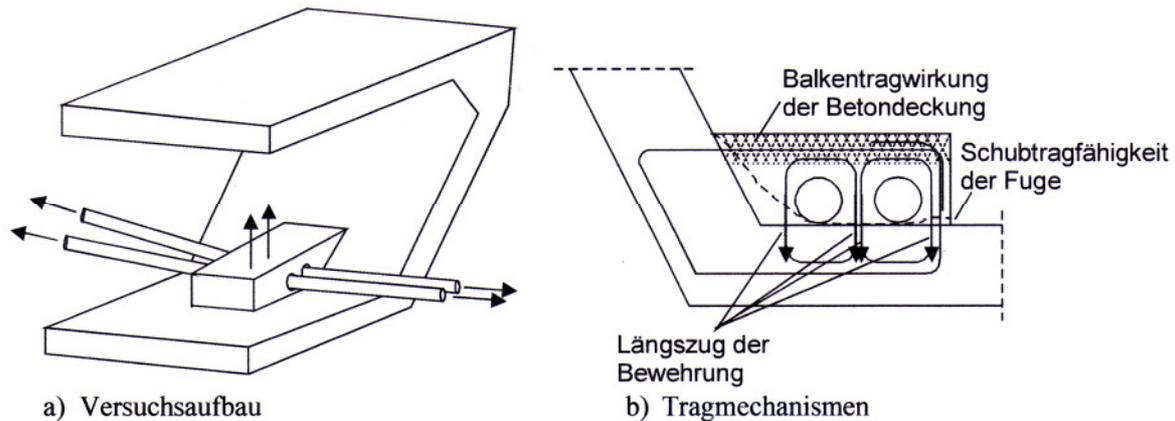


Abb. 7.B.7 Versuche an Umlenkstellen.

7.2 Belastungsversuch an der Empa

Die in dieser Arbeit in erster Linie interessierenden Rissbreiten unter Gebrauchslasten werden von den Parametern Stabdurchmesser, Betonüberdeckung, Verbundspannung etc. beeinflusst bzw. bestimmt. Nimmt man an den Versuchskörpern eine Massstabsverkleinerung vor, so ist eine Reduktion im Sinne der Ähnlichkeitsmechanik nicht möglich. In den USA werden aus diesem Grund keine Reduktionen an Versuchsobjekten über die „quarterscale“ hinaus akzeptiert. In der vorliegenden Arbeit wurde aus finanziellen Gründen bewusst darauf verzichtet, mehrere kleine z.B. auf 2/3 des Massstabs reduzierte Versuchskörper zu prüfen. Die Fragen, wie kann die Betonüberdeckung verkleinert, der Stabdurchmesser reduziert werden und hat die Stahlrippung einen Einfluss auf das Gerbruchsverhalten, können mit reduzierten Versuchskörpern kaum hinreichend schlüssig beantwortet werden. Um eine exakte Rissbreitenverifizierung machen zu können, müssen realistische Werte bei der Betonüberdeckung sowie bei den Bewehrungsstäben praxisbezogene Stückzahlen, Abstände und Durchmesser angenommen bzw. verwendet werden.

Aus diesem Grund haben wir uns entschlossen, die offenen Fragen mit einem Belastungsversuch an einem Brückenmodell im Mst. 1:1 an der EMPa in Dübendorf zu klären.

7.2.1 Zweck des Versuchs am Feldisenen Modell I

Um die Berechnungen des Vergleichsmodells I auf Ihre Aussagekraft und Genauigkeit zu prüfen, wurde am 16.02.2006 an der Empa in Dübendorf ein Belastungs-Versuch an einem 1:1 Halb-Hohlkasten-Brückenteil durchgeführt.



Abb.7.B.8 Vorbereitungen und Herstellung des Brückenmodells im Mstb 1:1

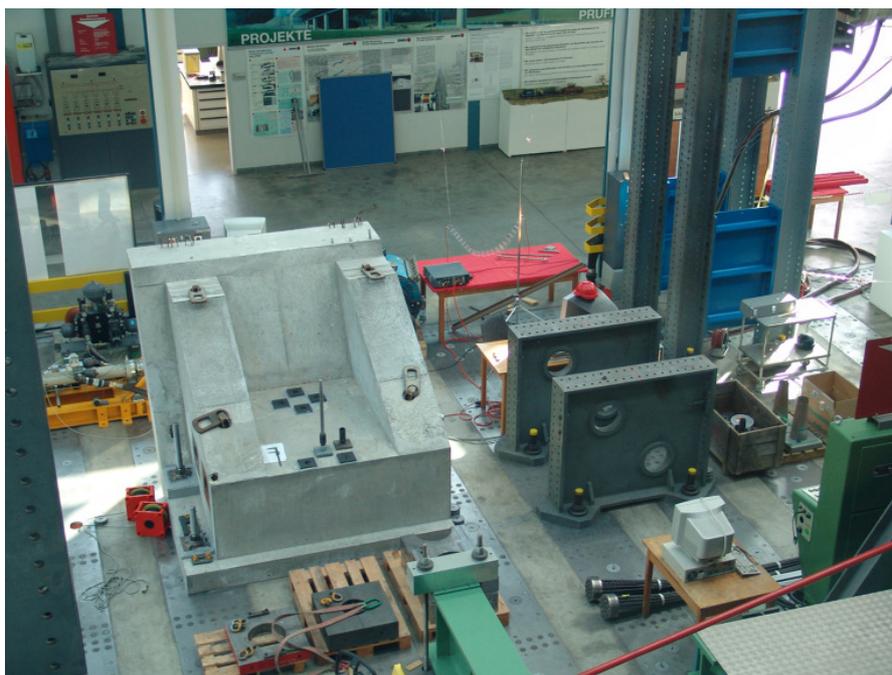


Abb.7.B.9 betonierter Versuchskörper

Zweck des Belastungsversuchs war, das Rissverhalten einer Verankerungskonstruktion (Feldlisen) mit externen Spanngliedern zu untersuchen.

Das Ziel bestand darin, die bei einer Belastung im Gebrauchszustand $2 \times 3 \text{ MN}$ auftretenden Rissbreiten zu messen. Die auftretenden Risse sollten unter Belastung nicht grösser als 0.2 mm anwachsen.

Mit dem Belastungsversuch an der Feldlinse sollte die Gebrauchstauglichkeit des Brückenmodells unter dem Ansatz eines von 2.8 (Richtlinie für externe Vorspannung[9]) auf 1.75 reduzierten Sicherheitsbeiwertes, (d.h. die σ im Bewehrungsstahl von $180/\text{Nmm}^2$ auf 285 N/mm^2 zu erhöhen) überprüft werden.

Für die Durchführung des Versuches wurde in Zusammenarbeit mit der Empa ein Versuchsaufbau konzipiert und bemessen.

Für den Versuch wurde die Feldlinse auf dem grossen Aufspannboden aufgespannt.

Am 16.02.2006 wurden die statischen Belastungsversuche durchgeführt.

Die Beanspruchung bzw. Belastung des Brückenteils erfolgte mittels zweier parallel verlaufender Spannglieder in horizontaler Richtung. Die Belastung erfolgte stufenweise in 6 Belastungsschritten bis zur maximalen Laststufe von $2 \times 3000 \text{ KN}$. Die auftretenden Risse wurden fortlaufend gekennzeichnet, die Rissbreiten gemessen und fotografisch dokumentiert.

7.2.1.1 Prüfkörper

Als Prüfobjekt wurde ein Stahlbeton-Brückenthalteil zur Verankerung von externen Spanngliedern, Feldlisenen genannt, mit einem Gesamtgewicht von ca. 18 t verwendet.

Das Prüfobjekt wurde am 03.05.2005 an die Empa geliefert.

Die Herstellung des Prüfobjektes erfolgte durch die Element AG, Veltheim.

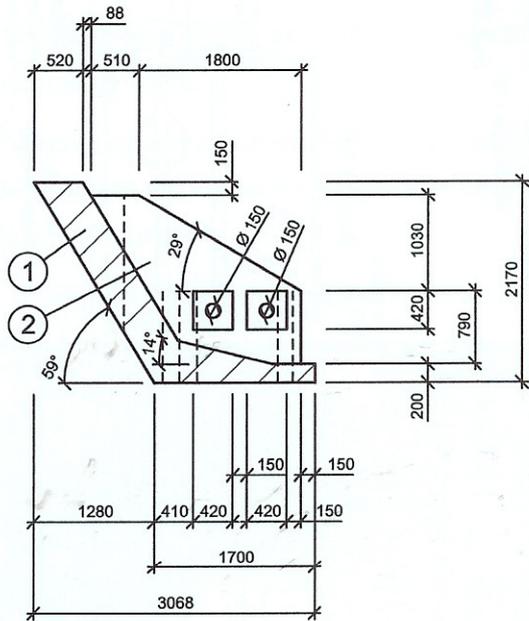
Das Prüfobjekt ist in Abb. 7.B.10 dargestellt. Den in der Seitenansicht schraffiert gekennzeichneten Teil des Prüfobjektes kann man sich als Ecke eines Hohlkastenquerschnittes vorstellen. Die Aussenabmessungen des Prüfobjektes betragen $B/H/T = 2.5/2.2/3.1$ m. Für die Abspannung des Prüfobjektes auf dem Spannboden wurden im Prüfobjekt insgesamt elf Hüllrohre, entsprechend den Lochabständen des Empa Aufspannbodens, vertikal positioniert. Im Weiteren wurden zwei Verankerungen vom Typ GB 19/15 mit den zugehörigen Hüllrohren liegend in Richtung Z für die horizontale Belastung des Prüfobjektes eingebaut.

7.2.1.2 Versuchsaufbau

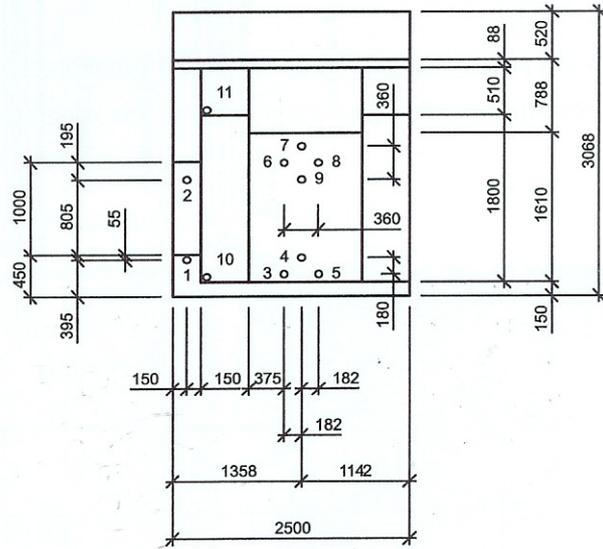
Der Versuchsaufbau ist in Abb.7.B.11 dargestellt. Das Prüfobjekt wurde auf einer dünnen Holzfaserverplatte aufgelagert. Sämtliche Abspannungsarbeiten wurden durch die Firma Anker und Vorspanntechnik AG (AVT) ausgeführt. Für die Abspannstellen eins und zwei wurden jeweils eine Gewindestange PZ 150, $D=60$ mm, M 56 und eine Ankerplatte 260/260/60 mm verwendet.

Für die Abspannstellen drei bis neun wurden jeweils Spannkabel mit vier Litzen vom Typ 0.6“ und Verankerungen vom Typ GB 4/15 verwendet. Die Abspannstellen 10 und 11 blieben ungenutzt. Die Ankerplatten wurden in einem Mörtelbett horizontal appetiert. Als Mörtel wurde das Produkt Ascocrete VM-K 30 mit einer nominellen Druckfestigkeit von 94 N/mm^2 nach 28 Tagen verwendet.

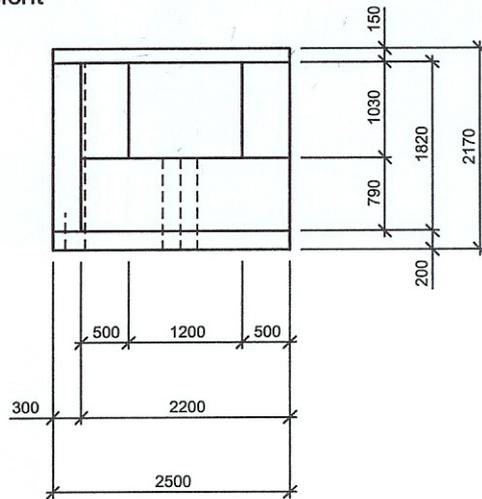
Seitenansicht



Draufsicht



Frontansicht



- ① untere Ecke eines Hohlkastenquerschnitts
- ② Feldlinse

Abb.7.B.10 Versuchskörper (Masse am Prüfkörper gemessen)

Die horizontale Beanspruchung der Feldlinse wurde über zwei Spannkabel mit 19 Litzen vom Typ 0.6" aufgebracht.

Die Spanngliedachse befand sich 780 mm über dem Abspannboden. Für jedes Spannkabel wurde eine Spannpresse verwendet. Die Reaktionskräfte der Spannpressen wurden über ein System aus Stahlplatten (Schiftung 1 und 2) und zwei Böcke aus Stahl (Abb. 7.B.11) in die Feldlinse und in den Aufspannboden abgeleitet. Die Schwerachse der Schiftung 1 lag dabei 310 mm über dem Aufspannboden. Die Böcke wurden gegen den Aufspannboden abgespannt (an jeweils zwei Punkten rechts und links). Aus sicherheitstechnischen Gründen wurden die Böcke mit jeweils vier Stahlrohren $D \text{ i.a. mm} = 62.5/82.5$ und die Flansche mit zusätzlichen Stahlplatten verstärkt. Aus der Anordnung des Versuchsaufbaus im Grundriss resultierte eine leichte exzentrische Beanspruchung der Böcke, so dass der Bock 1 leicht grössere Kräfte übernehmen musste.

Die Zwischenräume zwischen dem Prüfobjekt und der Schiftung 1 bzw. der Schiftung 2 und den Böcken wurde ebenfalls mit Mörtel Asocrete VM-K 30 ausgegossen, um eine kraftschlüssige Übertragung der Kräfte zu gewährleisten.



Abb. 7.B.12 Versuchsaufbau (fotographische Dokumentation)

7.2.1.3 Prüfmittel

Die während der Prüfung verwendeten Messmittel sind in Tabelle 7.T.4 zusammengefasst.

Während des Versuchs wurden zwei Spannpressen im Spannbetrieb verwendet.

Die Spannarbeiten während des Versuchs wurden ebenfalls durch die Firma AVT ausgeführt.

Der Pressendruck wurde durch ein hydraulisches Aggregat erzeugt. Der Pumpen-

druck wurde mit dem Drucksensor der Firma AVT gemessen. Die Umrechnung des Pumpendruckes in die Pressekraft erfolgte anhand des von der AVT zur Verfügung gestellten Kalibrierprotokolls (Prüfbericht (411735/7, Kontrollnummer: 28154, Prüfung: 04.05.2000)

Mit der Messuhr K 1 wurde die horizontale Verformung von Bock 1 in Belastungsrichtung, mit den Messuhren K 2 und K 3 die horizontale Verformung des Prüfbjckts in Belastungsrichtung und mit der Messuhr K 4 die Verformung der Feldlinse in die vertikale Richtung gemessen.

Messmittel	Bezeichnung	Log.-Nr.	Nr.
Messuhr	K1	20.180	16/02
	K2		12
	K3		02
	K4		7
Spannpresse	Bock 2 (rechts)	Typ: 1276-01911; Maschn.-Nr. 9374937; Baujahr: 17.02.1993; Kraft/KN: 4800 KN; Hub/mm: 300	
Spannpresse	Bock 1 (links)	Typ: 376-01998; Maschn.-Nr.8623145; Baujahr: 30.05.1986; Kraft/KN: 4800 KN; Hub/mm: 300	
Hydraulische Pumpe	AVT	30055	
Drucksensor	Hand-Held Service-Messgerät	Digitalgerät Typ: 909.40.500; Fabrik-Nr.: 3285862; Erzeugnis-Nr.: 9072853	
Rissmikroskop	Leitz Wetzler	510846, 0.025 mm	
Risslineal	Lisboa Portugal	Messbereich 0.05 mm bis 5 mm	

Tabelle 7.T.4 Messdaten

7.2.2 Durchführung

Mit dem Abspannen der Feldlinse wurde am 10.01.2006 begonnen. Das Prüfbjckts wurde zur besseren Erkennung von Rissen geweisst. Am 03.02.2006 wurde die Abspannung der Feldlinse abgeschlossen, die horizontalen Spannglieder eingebaut sowie eine Probelastung zum Test des Versuchsaufbaus durchgeführt.

Der Belastungsversuch der Feldlinse erfolgte am 16.02.2006

Folgende Laststufen (Tabelle 7.T.5) wurden geprüft .(0)KN, (1) 2 x 420 KN, (2) 2 x 1000 KN, (3) 2 x 1500 KN, (4) 2 x 2000 KN, (5) 2 x 2500 KN, (6) 2x 3000 KN, und (7) 0 KN.

Vor Beginn der Probelastung sowie der eigentlichen Prüfung wurde eine Nullmessung als Referenzmessung durchgeführt. Bei jeder Laststufe wurde die

Pressekraft auf die gewünschte Laststufe hochgefahren und gesichert, alle erkennbaren Risse mit einem Stift nachgezeichnet (parallel zum Riss), die Rissweiten an einzelnen Stellen gemessen und fotografisch dokumentiert. Pro Laststufe wurden auch die Messuhren abgelesen.

Der Zeitpunkt der Entstehung der Risse wurde durch eine rote Rissnummer gekennzeichnet (Tabelle 7.T.5). Die Rissweiten wurden an ausgewählten Punkten mit einer Risslupe oder mit Hilfe des Risslineals bestimmt. Die Messgenauigkeit der Risslupe beträgt etwa 2.5/100 mm und die des Risslineals 1/100 mm. Haarrisse (sichtbar, nicht sichtbar) wurden mit einer "0" gekennzeichnet. Die Risslänge wurde durch einen zum Rissverlauf senkrechten kurzen Strich gekennzeichnet. Auf diese Weise konnte die Rissfortpflanzung sichtbar gemacht werden.

In Abb. 7.B.13 sind die Ergebnisse der Messuhrablesungen relativ zur Laststufe 0 dargestellt. Es handelt sich jeweils um die erste Ablesung pro Laststufe. Während den Laststufen konnten geringe Kriechverformungen festgestellt werden, die aber nicht gezeigt werden.

Eine Zunahme der Messwerte bedeutet eine Verformung in entgegengesetzter Richtung. Man erkennt deutlich (Messuhr K 2 und K 3), dass sich die Feldlisenen mit zunehmender Laststufe auf Grund der exzentrischen Belastung in Richtung der Böcke verformt und leicht verdreht. Ausserdem entstehen aus der horizontalen Belastung Verformungen in vertikale Richtung (Messuhr 4).

Die verbleibenden, relativen Verformungen nach vollständiger Entlastung (LS7) weisen auf plastische bzw. zeitabhängige Verformungen hin.

Laststufe	Pumpen- druck	Pressenkraft pro Spann- presse [KN]	Zeitpunkt der Risse (rote Nummer)	Messuhr			
				K1 [mm]	K2 [mm]	K3 [mm]	K4 [mm]
Probe 0	0	0	1	24.46	11.27	8.06	17.05
Probe 1	50	406	2	24.57	11.37	8.18	17.05
Probe 2	0	0	-	24.44	11.25	8.05	17.04
0	0	0	-	10.07	9.98	9.87	7.99
1	51.6	419.9	2	10.2	10.12	10.01	7.99
2	119.1	1002.0	3	10.53	10.41	10.41	8.02
3	177.3	1503.9	4	10.66	10.65	10.76	8.08
4	235	2001.4	5	10.78	10.87	11.02	8.12
5	292.8	2499.8	6	10.91	11.04	11.21	8.16
6	351	3001.7	7	11.06	11.17	11.36	8.2
7	0	0	-	10.28	10.62	10.8	8.02

Tabelle 7.T.5 geprüfte Lasten

Messergebnisse Messuhren K1-4

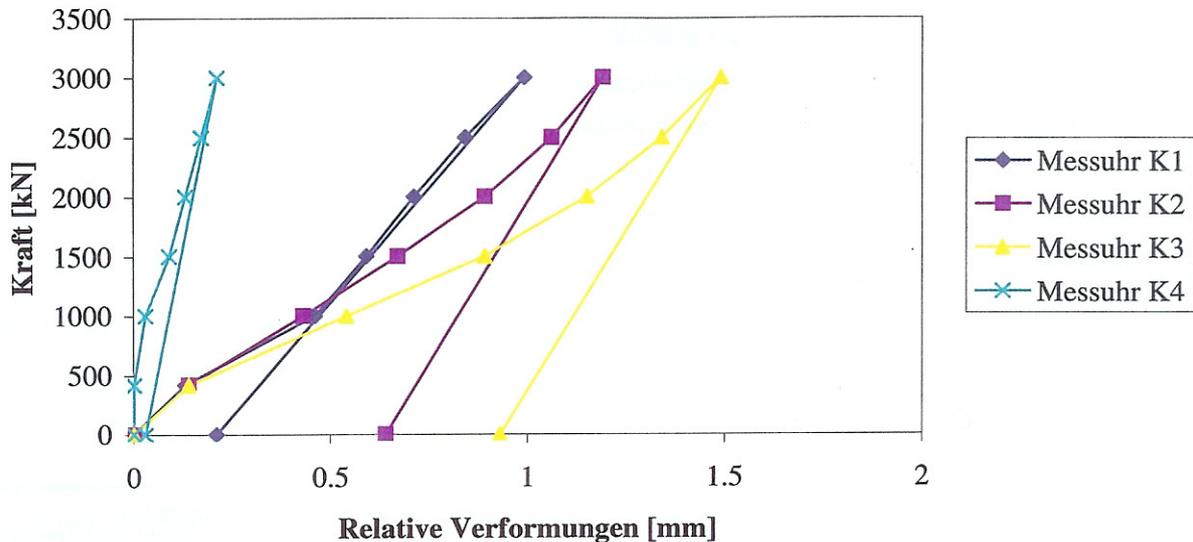


Abb.7.B.13 Messergebnisse der Messuhren K 1,K2,K3,K4

7.2.2.1 Rissmessung

Wenn nicht anders gekennzeichnet, sind die Rissbreiten in 1/100 mm angegeben.

7.2.2.2 Rissbild-Abspannen der Feldlinse, Probelastung

Bereits nach dem Abspannen des Prüfobjekts auf dem Spannboden entstanden am Prüfobjekt unerwartet Risse (Abb. 7.B.14). Zu diesem Zeitpunkt lag keine horizontale Beanspruchung des Prüfobjekts vor. Es wird daher angenommen, dass die Risse auf Unebenheiten der Aufstandsfläche zurückzuführen sind, womit Biegebeanspruchungen entstanden sein konnten. Zu diesem Zeitpunkt war die Feldlinse noch nicht gewisst. Erkennbare Risse wurden nachgezeichnet und vermessen. Nicht sofort erkannte Risse konnten später anhand der fotografischen Dokumentation identifiziert werden (farblich gekennzeichnet in Abb.7.B.14). Somit konnte eine eindeutige Zuordnung der Riss verursachenden Beanspruchung vorgenommen werden.

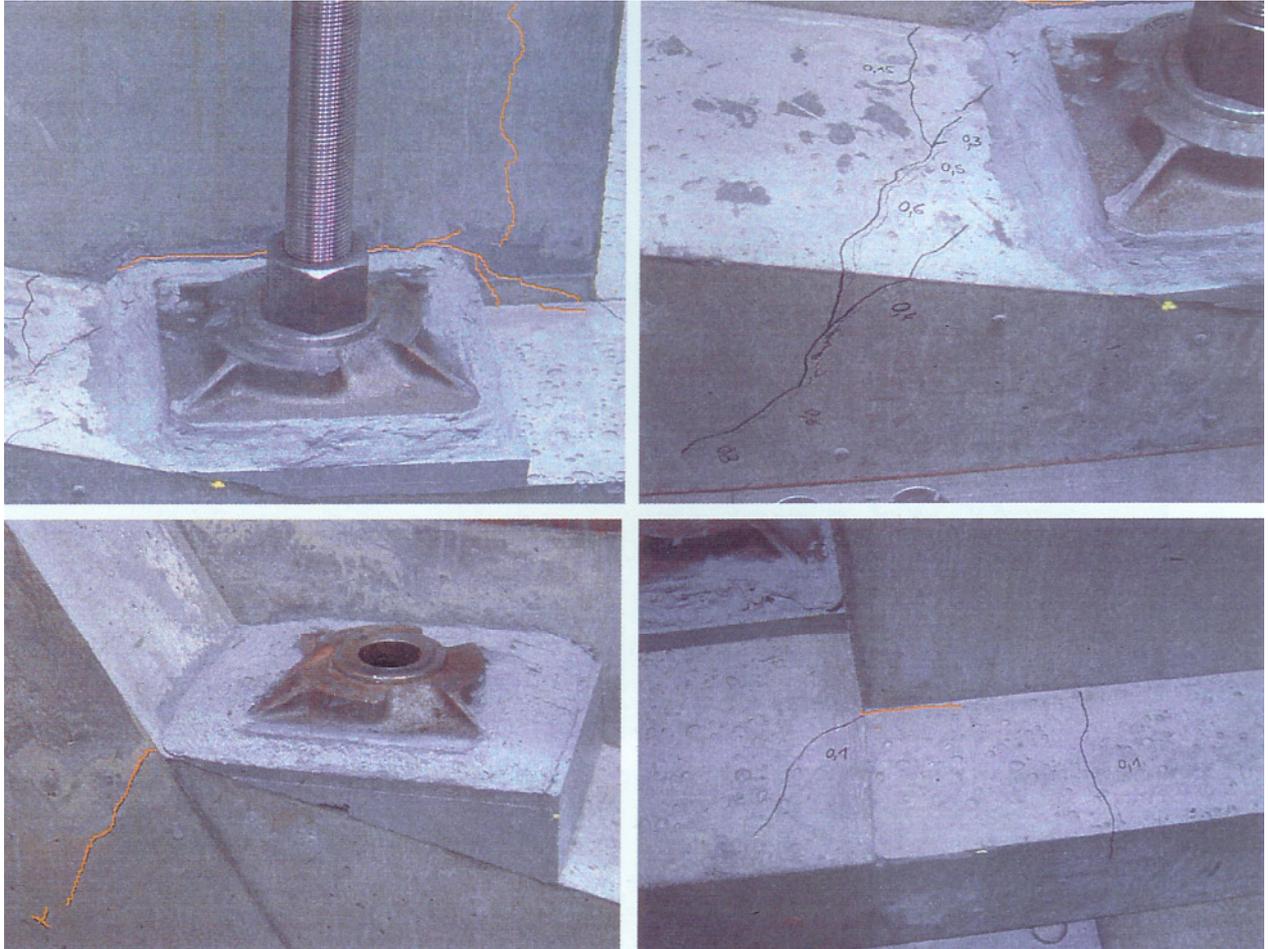


Abb. 7.B.14 Abspannen (1), $P=0$ KN (Rissweiten in mm angegeben): Risse vermutlich auf Unebenheiten der Aufstandfläche zurückzuführen; farblich markierte Risse auf den Bildern identifiziert.

Vor Beginn des Belastungsversuchs wurden alle Risse eingezeichnet und neu vermessen. Das aus der Abspannung (1) und der Probelastung (2) resultierende Rissbild ist in Abb.7.B.15 dargestellt.

Der vertikale Riss auf der rechten Seite der Feldlinse (Abb. 7.B.15) ist auf das in der Ecke angeordnete (nicht verwendete) Hüllrohr Nr. 10 (Abb. 7.B.10) zurückzuführen. Die Betondeckung betrug hier nur 1 bis 2 cm.

Die planmäßige Betonüberdeckung an der Feldlinse betrug 4.5 cm.

Die maximale Rissbreite betrug 60/100 mm in der Bodenplatte unmittelbar in der Nähe der Abspannstelle 1.

Die Probelastung führte hauptsächlich zu Haarrissen um die Verankerung der Spannglieder.

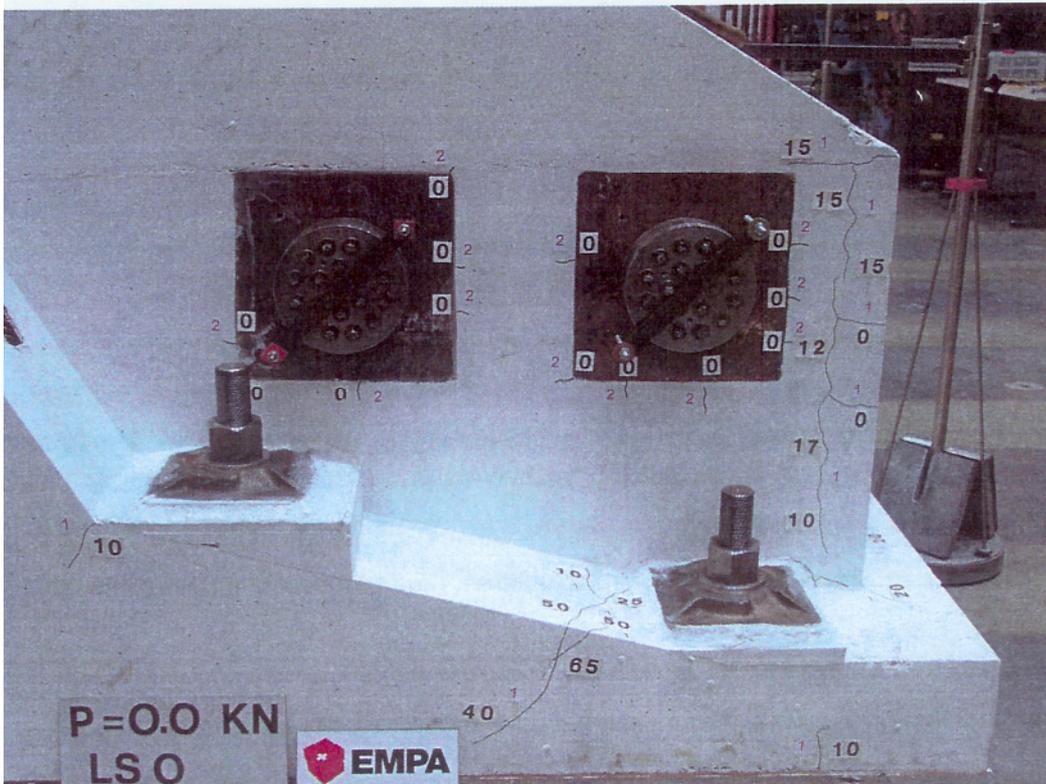
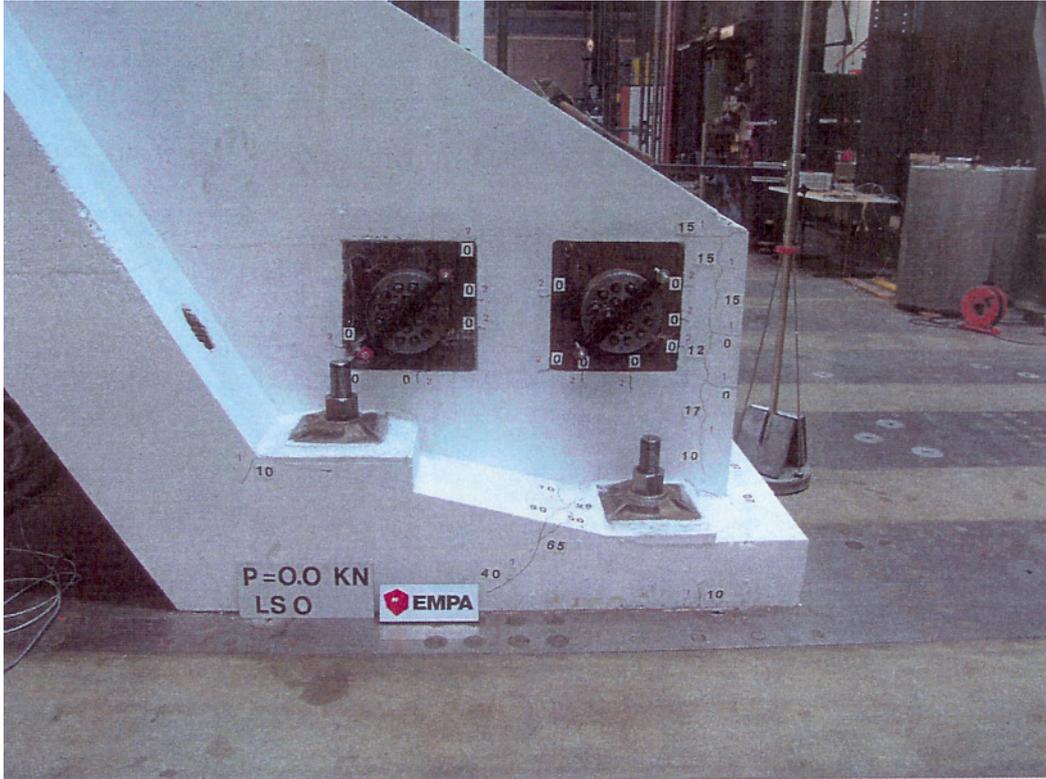


Abb.7.B.15 Laststufe, Probe 0'(1) & Probe 1'(2), $P=0$ KN, Seitenansicht: Rissbild für Vergleich mit Laststufen des Belastungsversuches

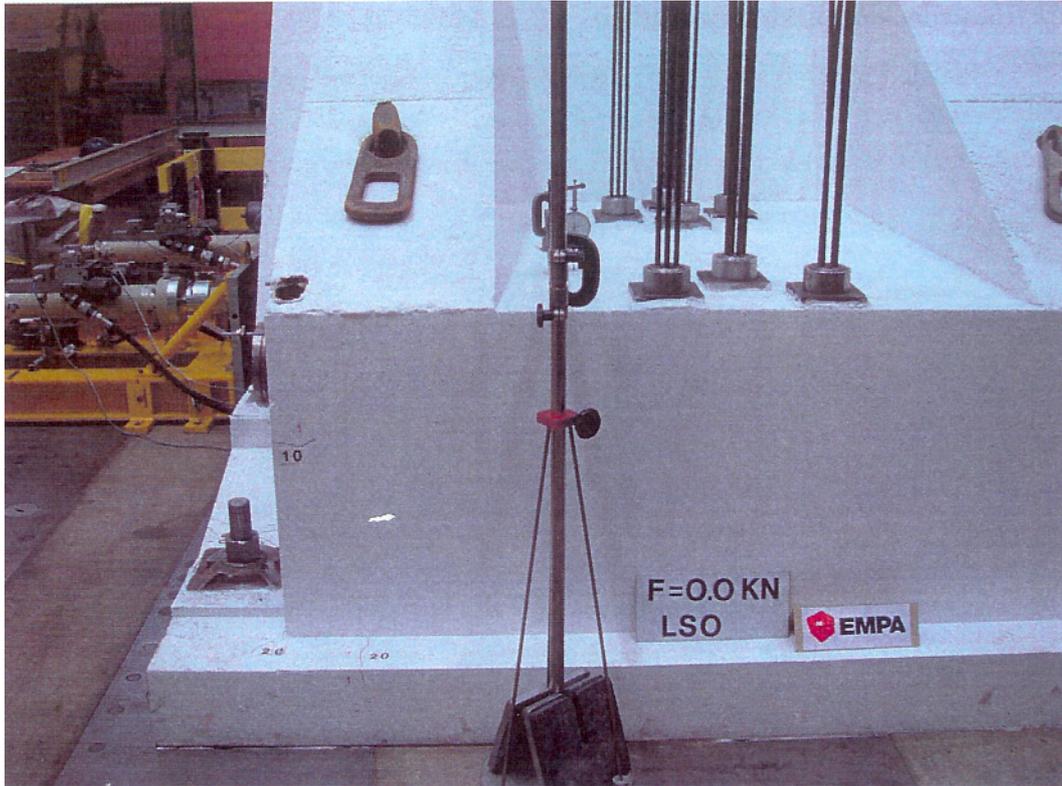


Abb.7.B.16 Laststufe, Probe 0'(1) &, Probe 1' (2); $P=0\text{KN}$, Frontsicht: Rissbild für Vergleich mit Laststufen des Belastungsversuchs.

7.2.2.3 Rissbild-Belastungsstufen

Die Rissbilder der Laststufen 1 bis 7 sind in Abb.7.B.14 bis Abb.7.B.35 fotografisch dokumentiert. Für jede Laststufe sind die Rissbilder der Front und Seitenansicht dargestellt. Teilweise zeigen Detailaufnahmen schwer zugängliche oder für die gewählte Position nicht sichtbare Risse.

Die Rissbilder lassen folgende Erkenntnisse zu:

Das Rissbild infolge der Probelastung ist identisch mit dem Rissbild der Laststufe 1

Bei Laststufe 2 entstanden in der Seitenansicht der Feldlinse Risse, die klein waren (Haarrisse) und sich bis zur Höchstlast nicht mehr änderten.

Der Belastungsversuch zeigte, dass sich neue Risse vor allem im Bereich des Hohlkastenquerschnitts bildeten. Diese Risse sind zum grössten Teil Haarrisse oder blieben kleiner als 20/100 mm.

Im Wesentlichen entstand ein Hauptriss entlang der Kante Feldlinse/Hohlkastenquerschnitt, der sich in den Steg des Hohlkastenquerschnitts fortsetzte. Bei der Höchstlast (Laststufe 6, Abb. 7.B.30) hatte dieser Hauptriss eine Rissweite zwischen 35/100 mm bis 40/100 mm. Es ist an dieser Stelle darauf hin zu weisen, dass die Rissmessung entlang der Kante und insbesondere bei den Abspannstellen 1 und 2 schwierig war.

Der Hauptriss an der Feldlinse hatte nach vollständiger Entlastung (Laststufe 7, Abb.7.B.33) eine Rissweite zwischen 10/100 und 20/100 mm.

Die meisten Risse infolge Abspannung der Feldlinse auf dem Aufspannboden blieben von der horizontalen Belastung bis zur Maximallast (Laststufe 6) unbeeinflusst. Lediglich der Riss links von der Abspannstelle 1 vergrösserte sich von 45/100 mm auf 80/100 mm (Laststufe 6, Abb. 7.B.30)

7.2.2.5

Laststufe 2

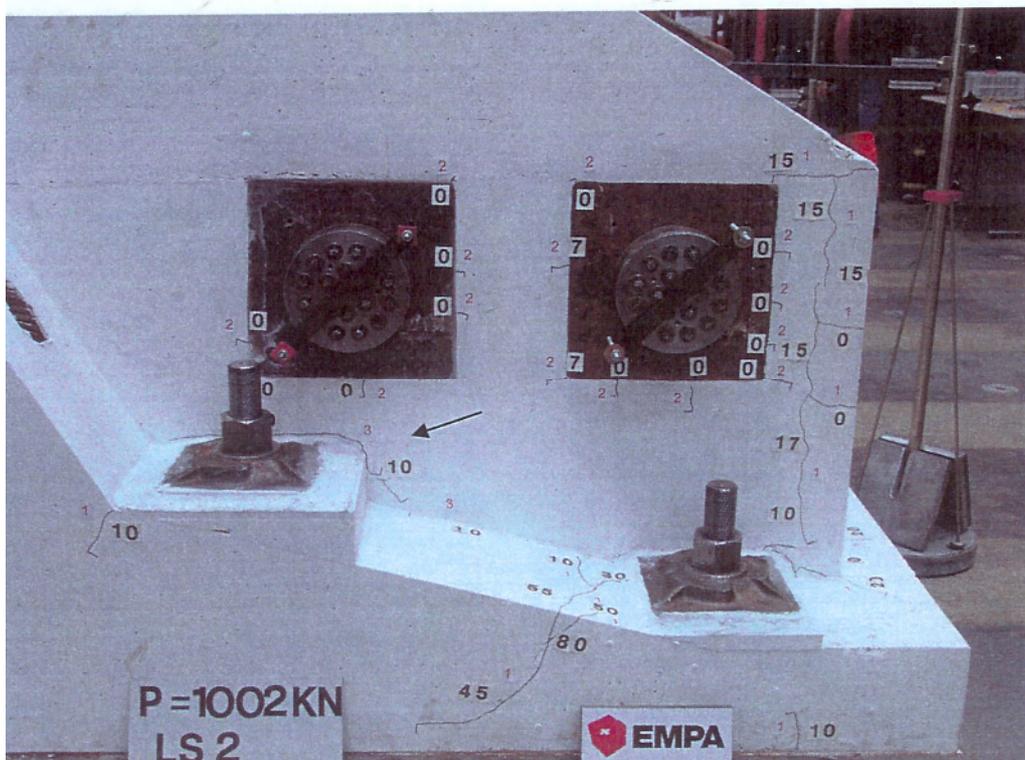
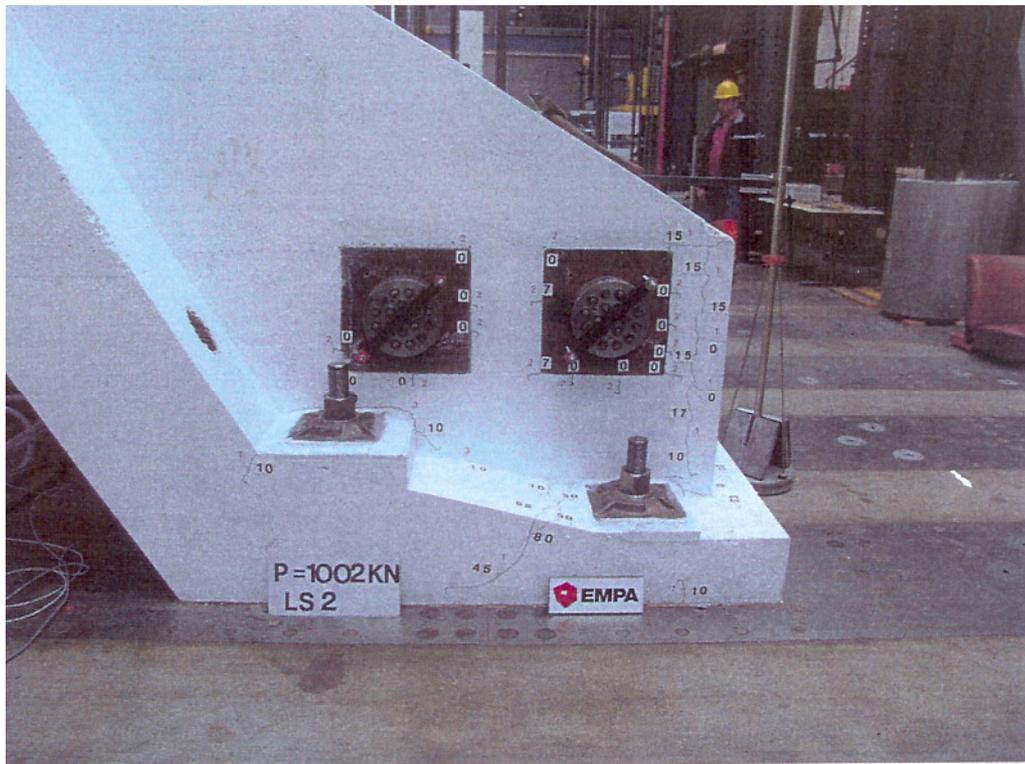


Abb.7.B.19 Laststufe 2 (3); $P = 1002 \text{ KN}$, Seitenansicht: Neuer Riss an der Abspannstelle 2 entlang der Kante Feldlinse/Hohlkastenquerschnitt

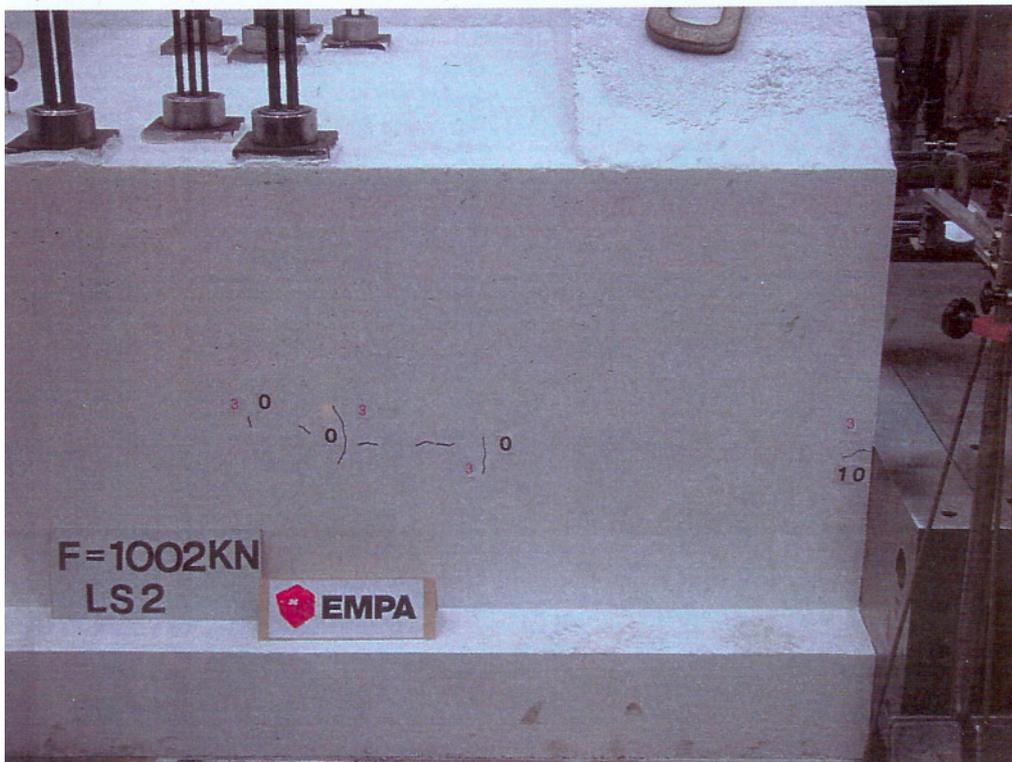
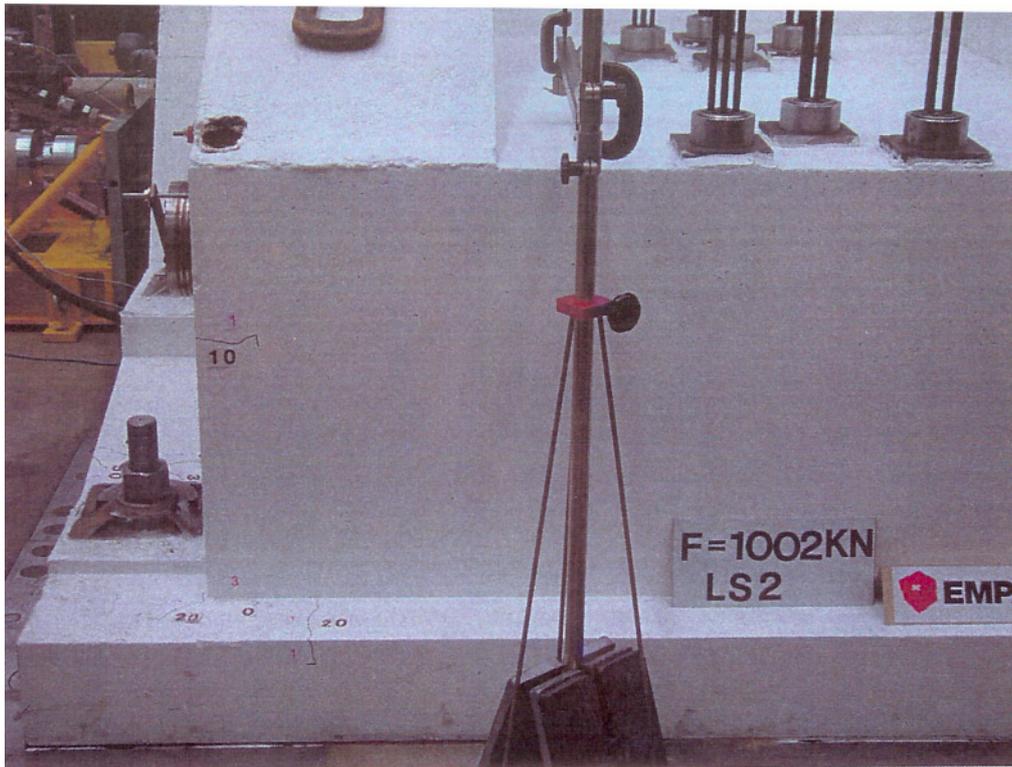


Abb.7.B.20 Laststufe 2 (3); $P = 1002 \text{ KN}$, Frontansicht: Haarrisse in der Feldlinse bis zum Schluss unverändert blieben. ($w = \text{kleiner } 10/100 \text{ mm}$)

7.2.2.6

Laststufe 3

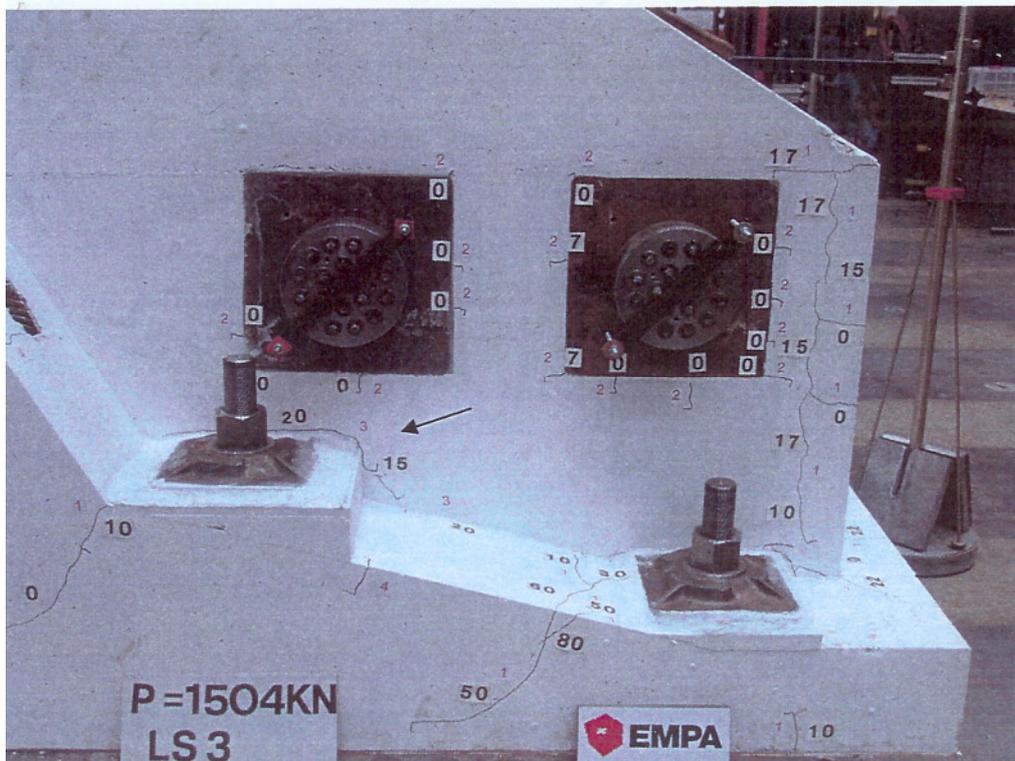


Abb.7.B.21 Laststufe 3(4); $P = 1504 \text{ KN}$, Seitenansicht: Riss entlang der Kante Feldlinse/Hohlkastenquerschnitt öffnet sich weiter (w kleiner 20/100 mm)

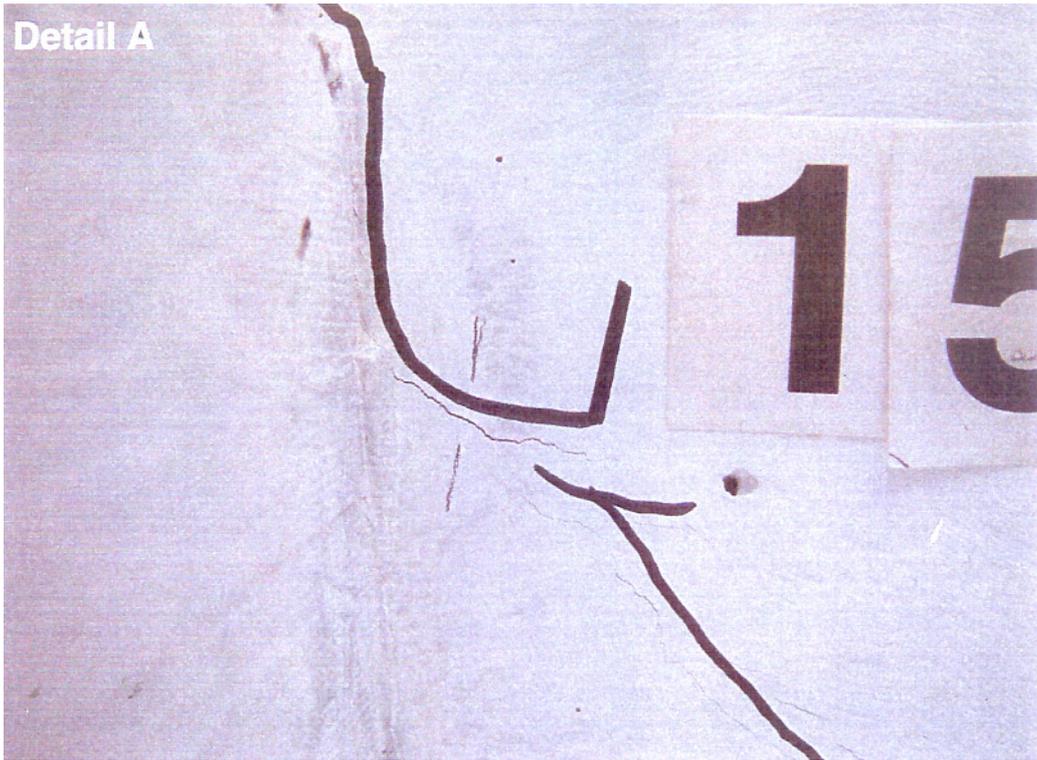


Abb.7.B.22 Laststufe 3(4); $P = 1504 \text{ KN}$, Seitenansicht: Detail von Abb.7.B.21

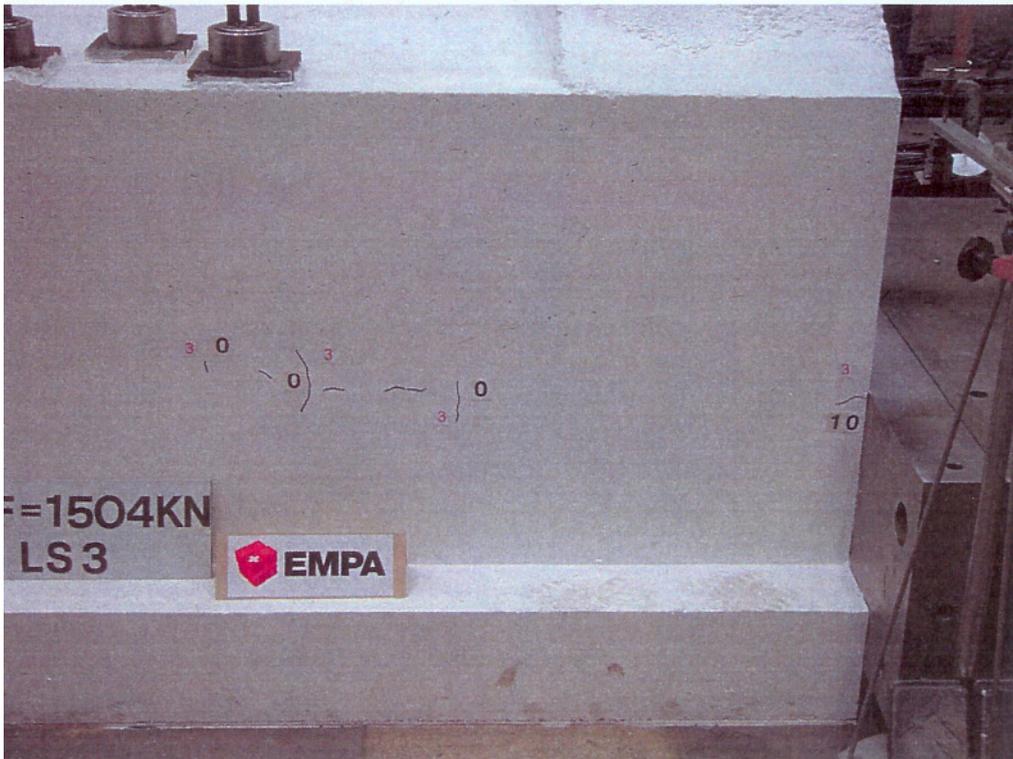
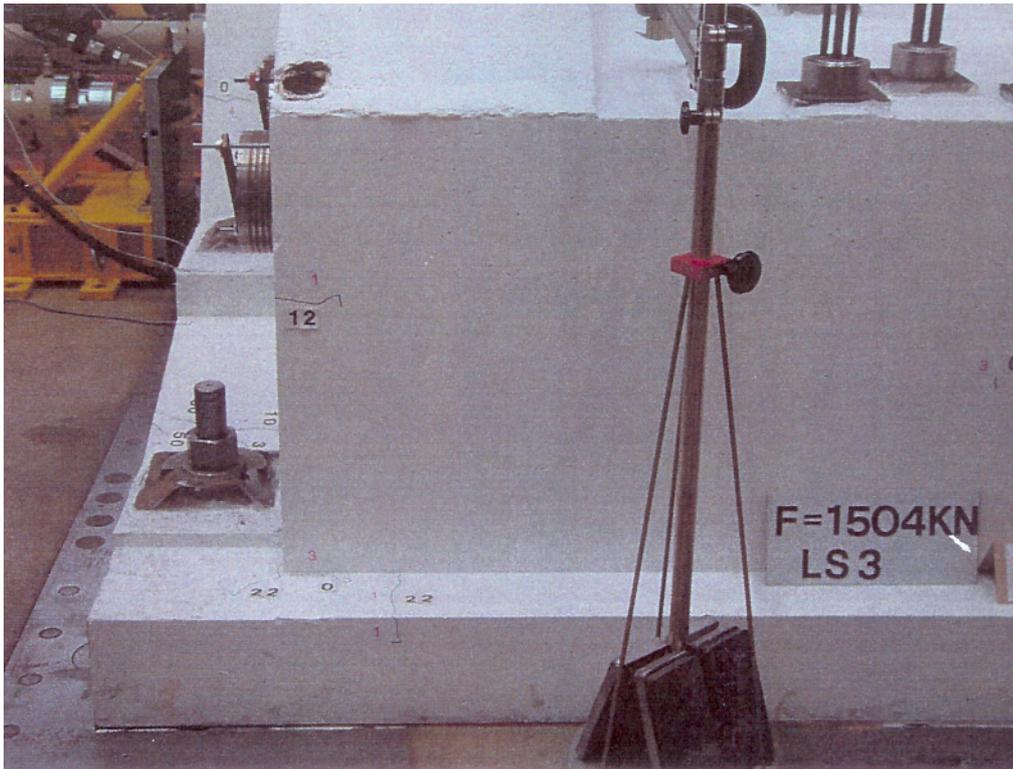


Abb.7.B.23 Laststufe 3 (4); $P = 1504 \text{ KN}$, Frontansicht: Unverändertes Rissbild

7.2.2.7 Laststufe 4

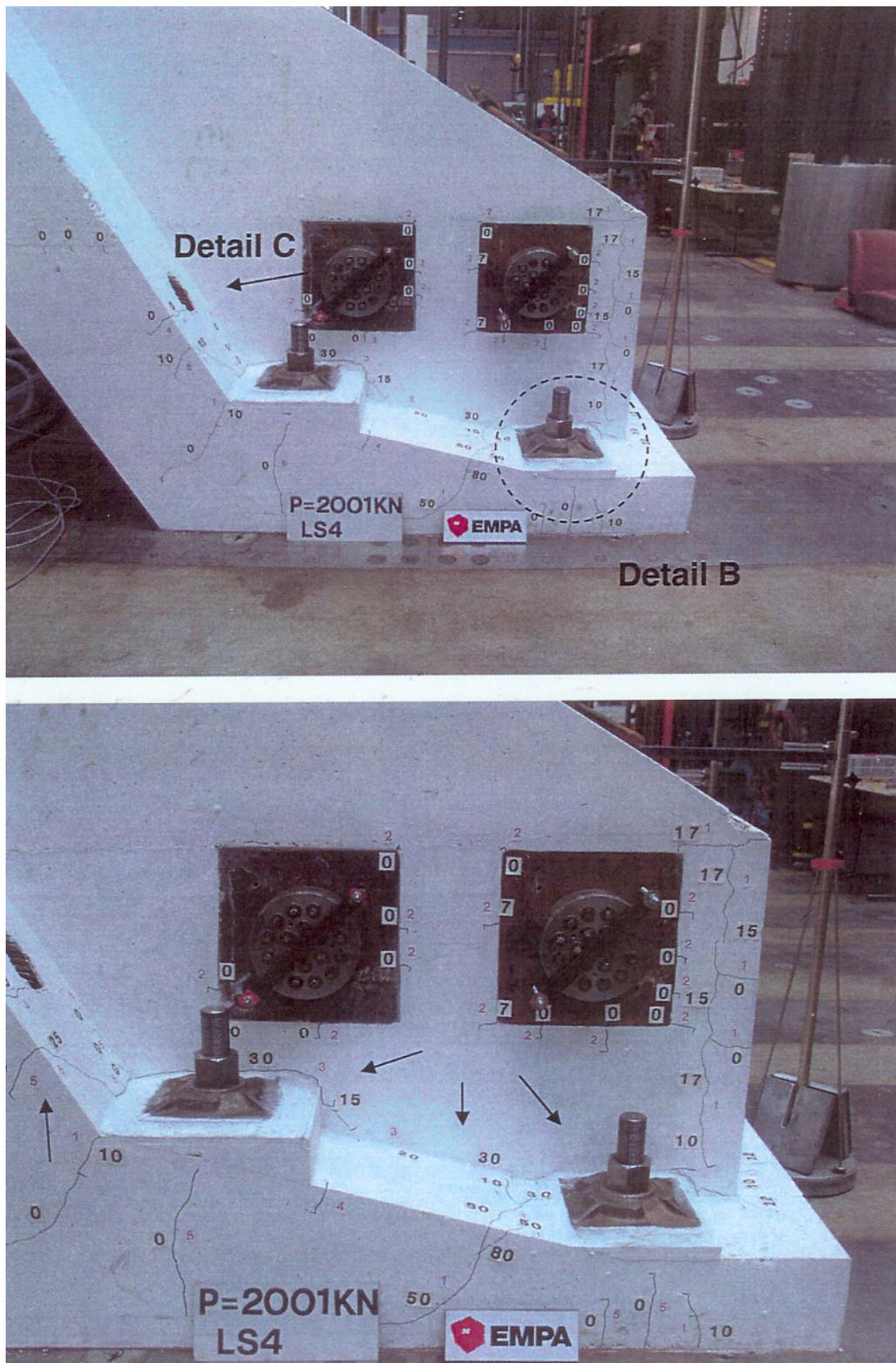


Abb.7.B.24 Laststufe 4 (5) $P = 2001 \text{ KN}$, Seitenansicht: Riss entlang der Kante Feldisene/ Hohlkastenquerschnitt öffnet sich auf 30/100 mm.

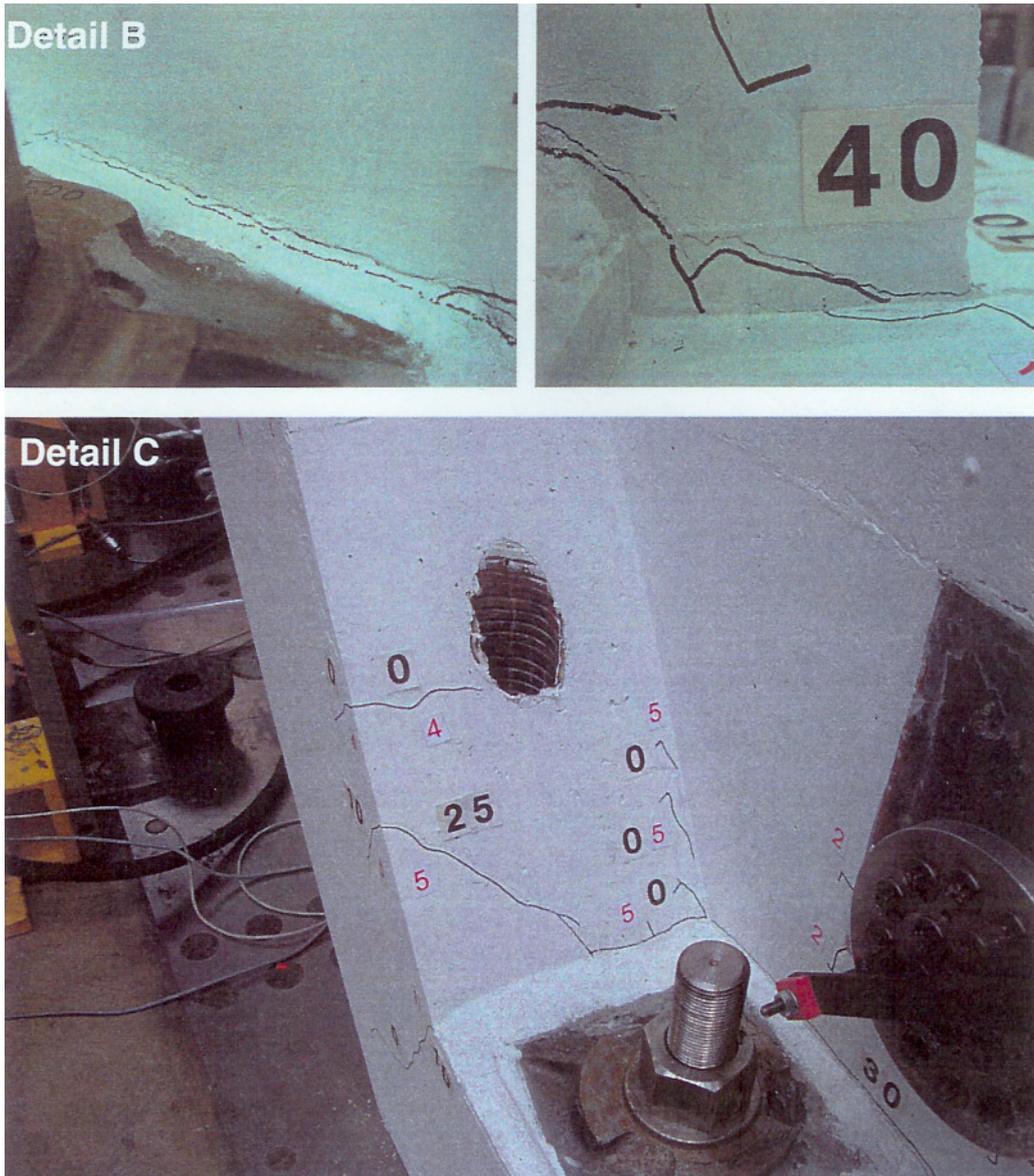


Abb. 7.B.25 Laststufe 4 (5); $P = 2001 \text{ KN}$, Seitenansicht: Detail von Abb.7.B.24

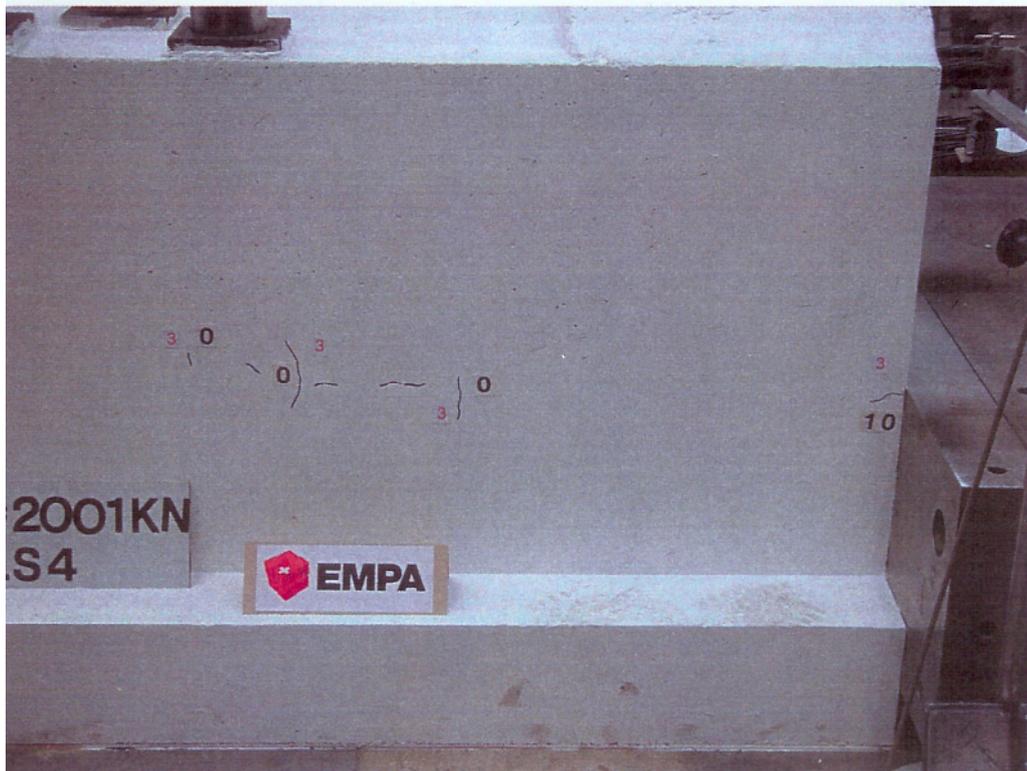
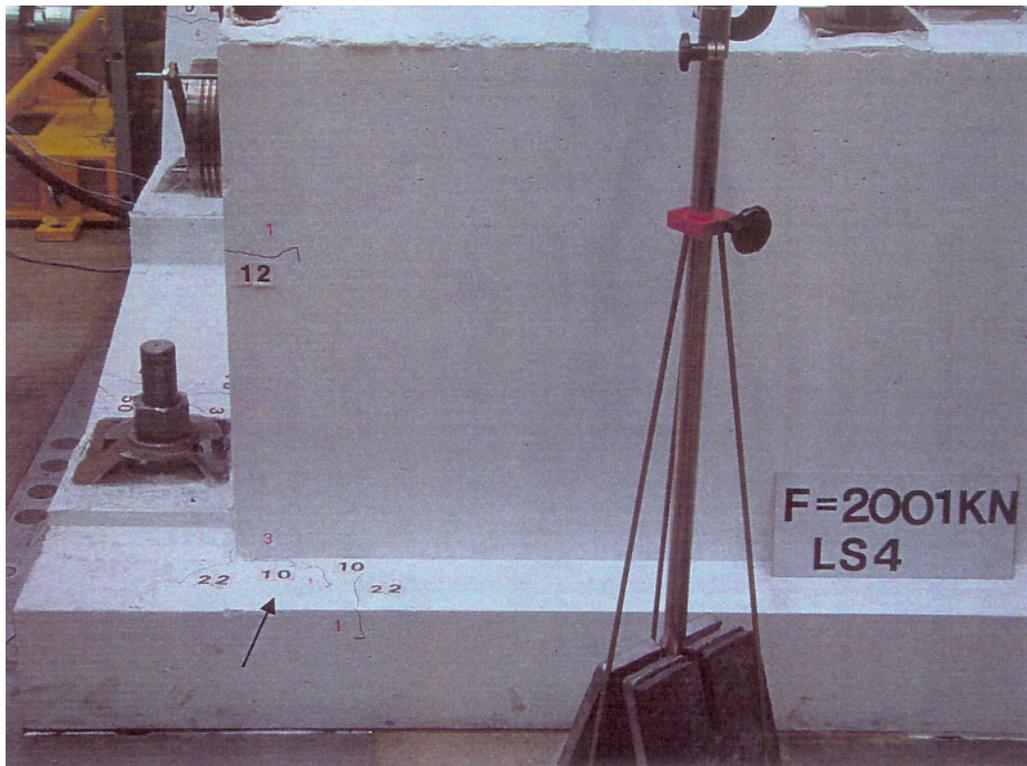


Abb.7.B.26 Laststufe 4 (5); $P = 2001 \text{ KN}$, Frontansicht: Der Haarriss entlang der Kante Feldleiste/Hohlkastenquerschnitt sich (w kleiner $20/100 \text{ mm}$) ansonsten unverändertes Rissbild.

7.2.2.8

Laststufe 5

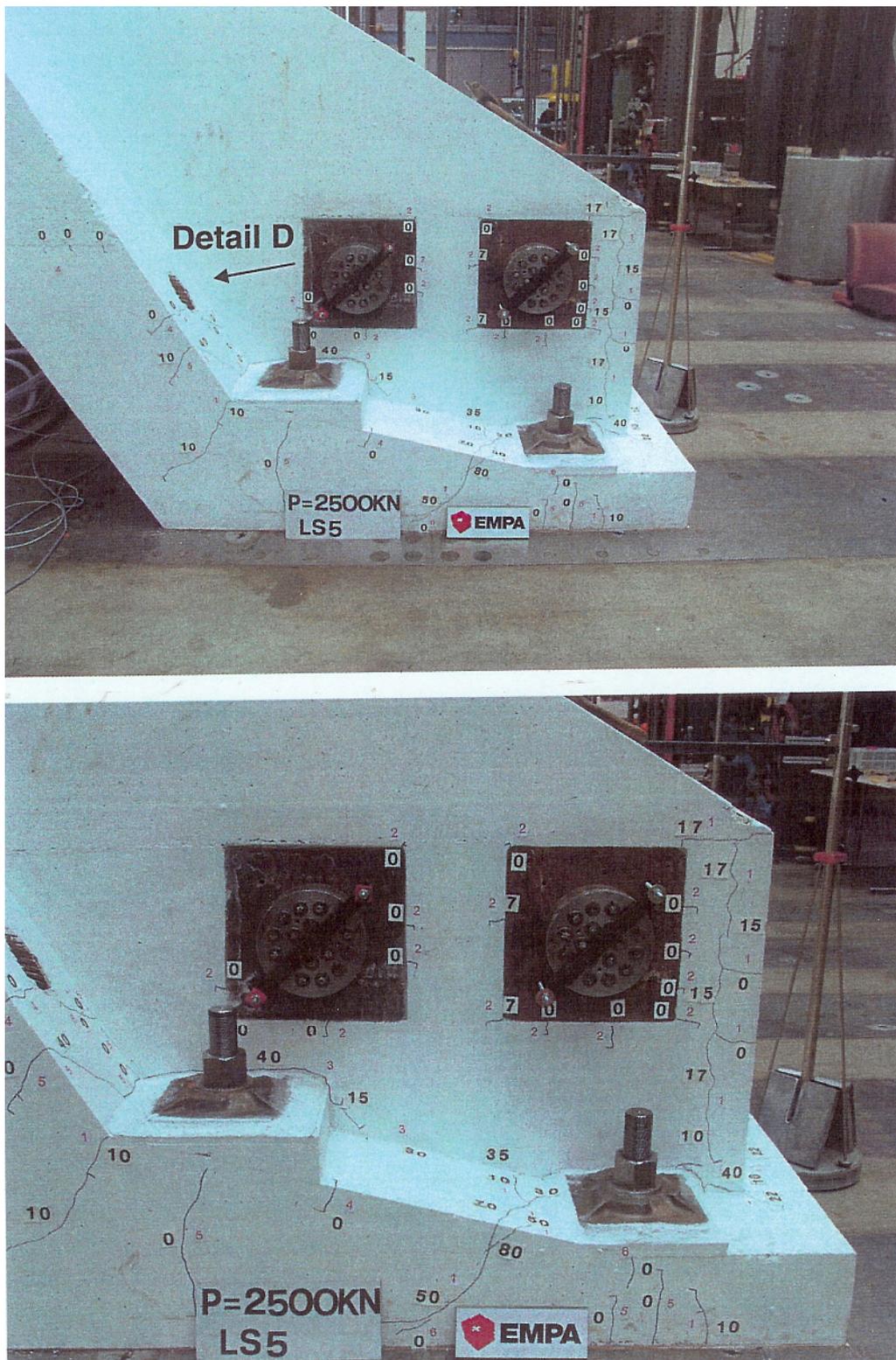


Abb.7.B.27 Laststufe 5 (6); $P=2500\text{ KN}$, Seitenansicht: Riss entlang der Kante/Hohlkastenquerschnitt öffnet sich auf 40/100 mm

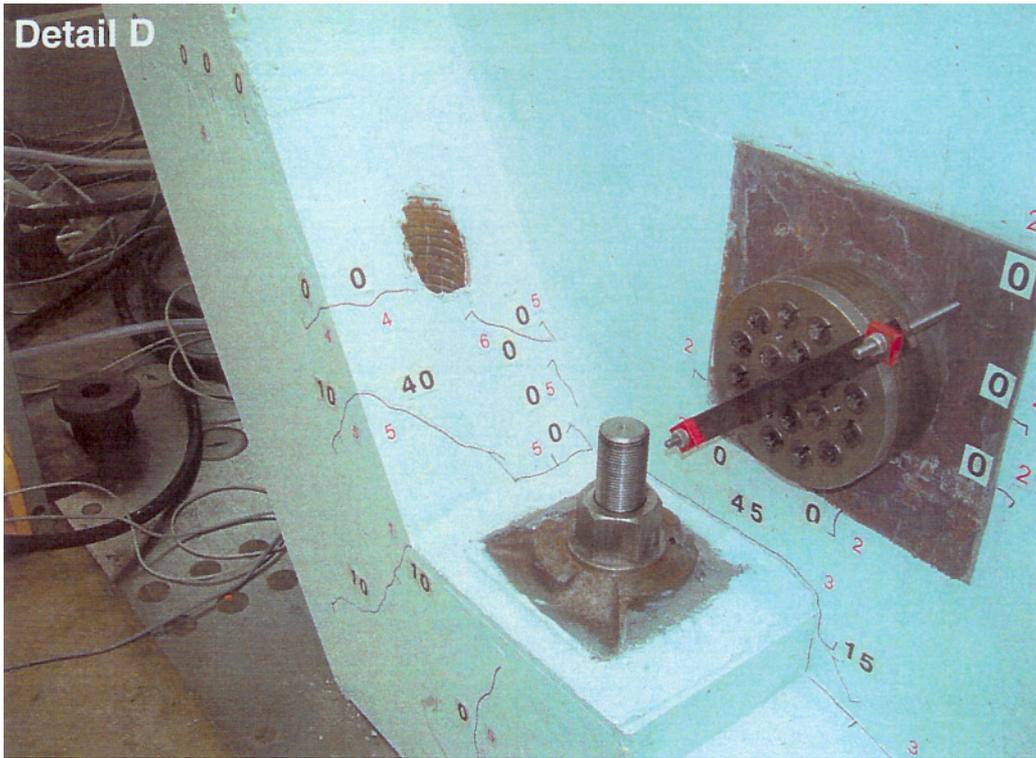


Abb.7.B.28 Laststufe 5 (6); $P = 2500 \text{ KN}$, Seitenansicht: Detail von Abb.7.B.27

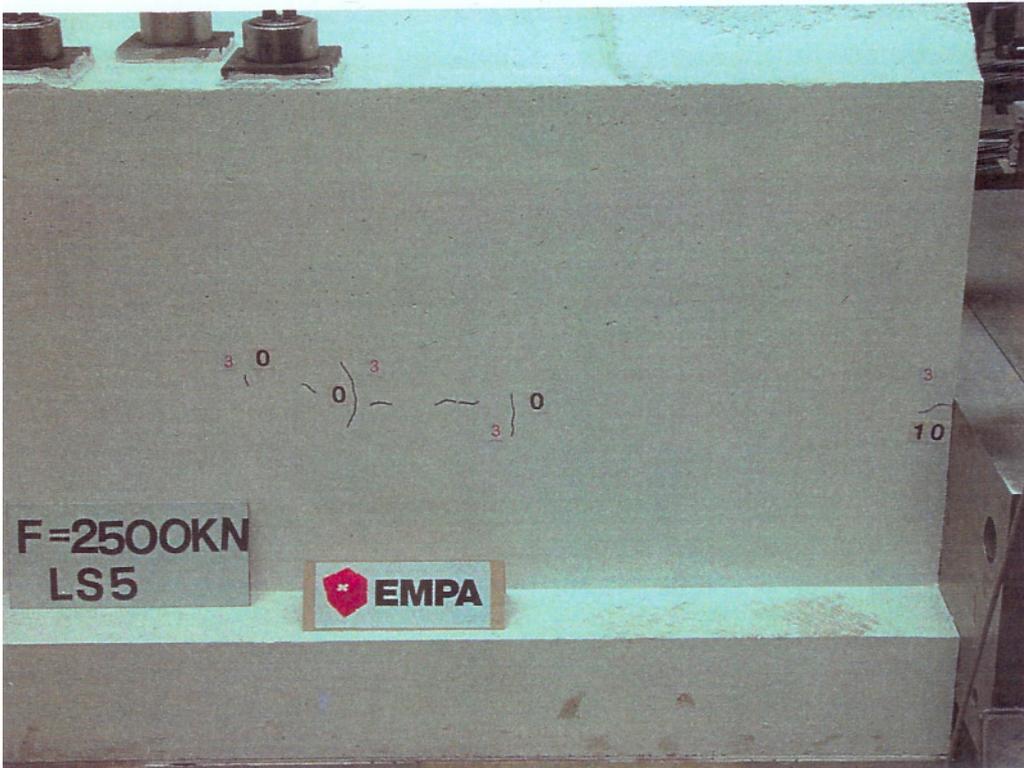
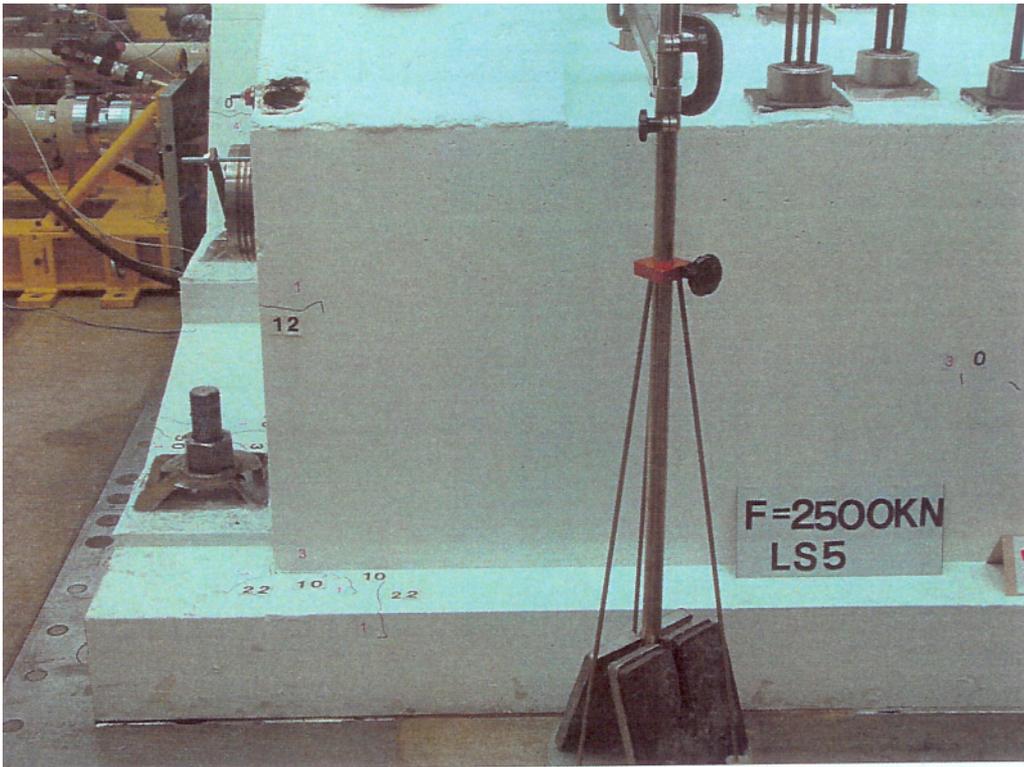


Abb.7.B.29 Laststufe 5 (6); $P = 2500 \text{ KN}$, Frontansicht: unverändertes Rissbild

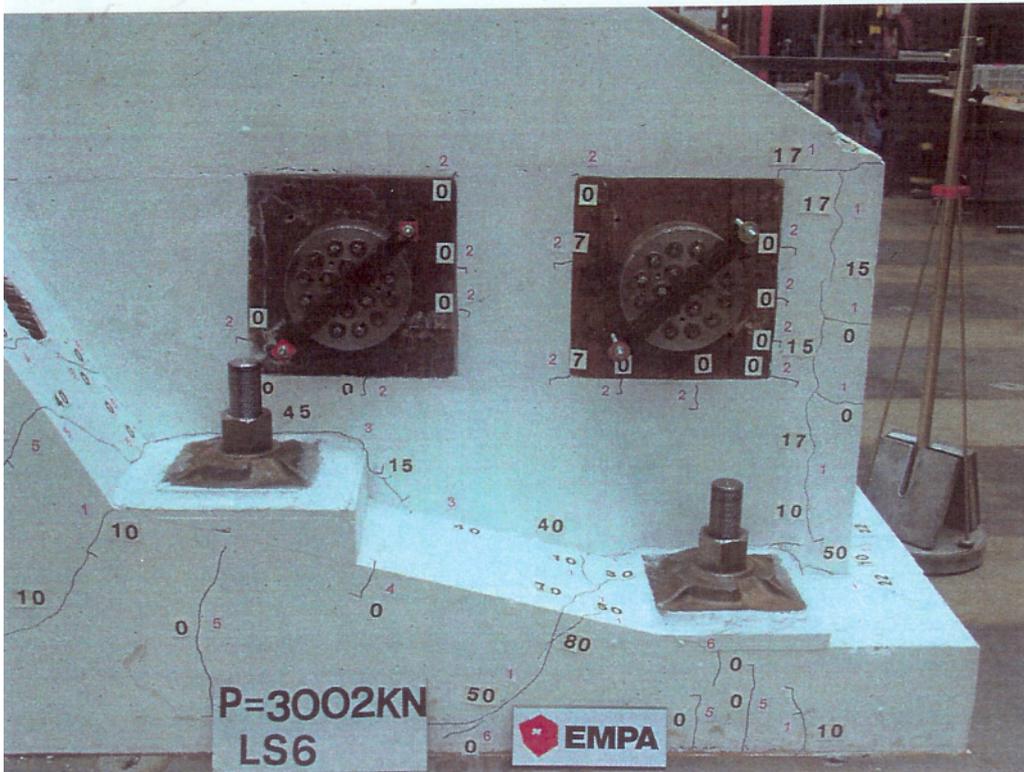
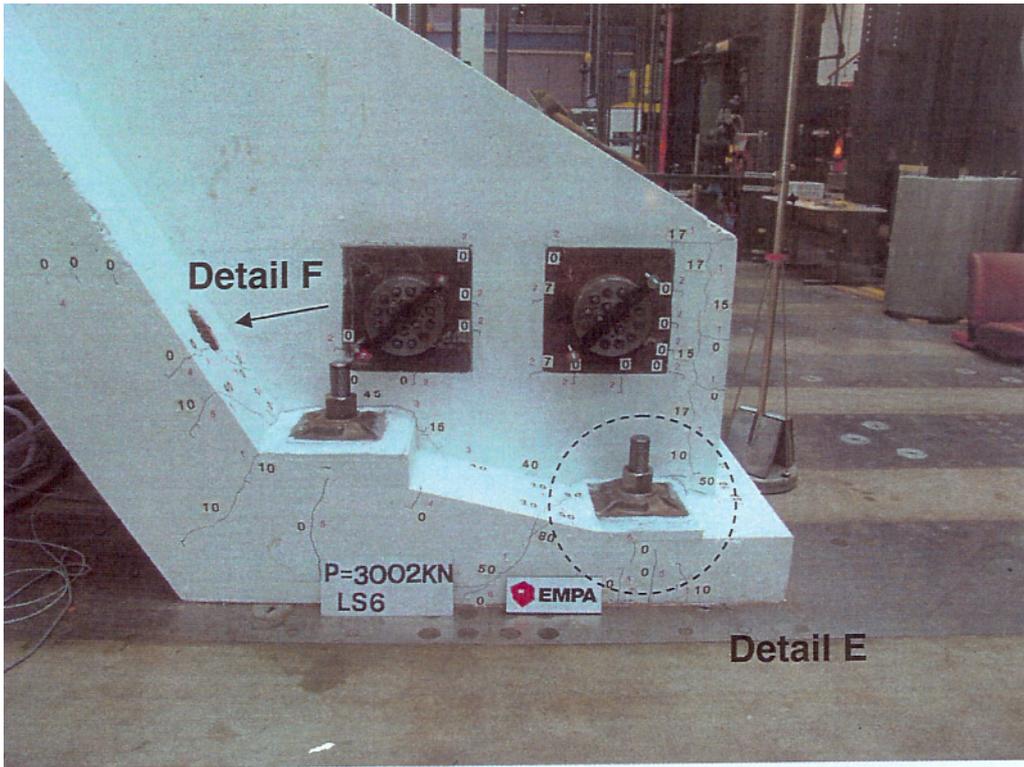


Abb.7.B.30 Laststufe 6 (7); $P = 3002 \text{ KN}$, Seitenansicht: Riss entlang der Kante Feldisene/Hohlkastenquerschnitt öffnet sich weiter ($w \leq 50/100 \text{ mm}$)

7.2.2.9 Laststufe 6

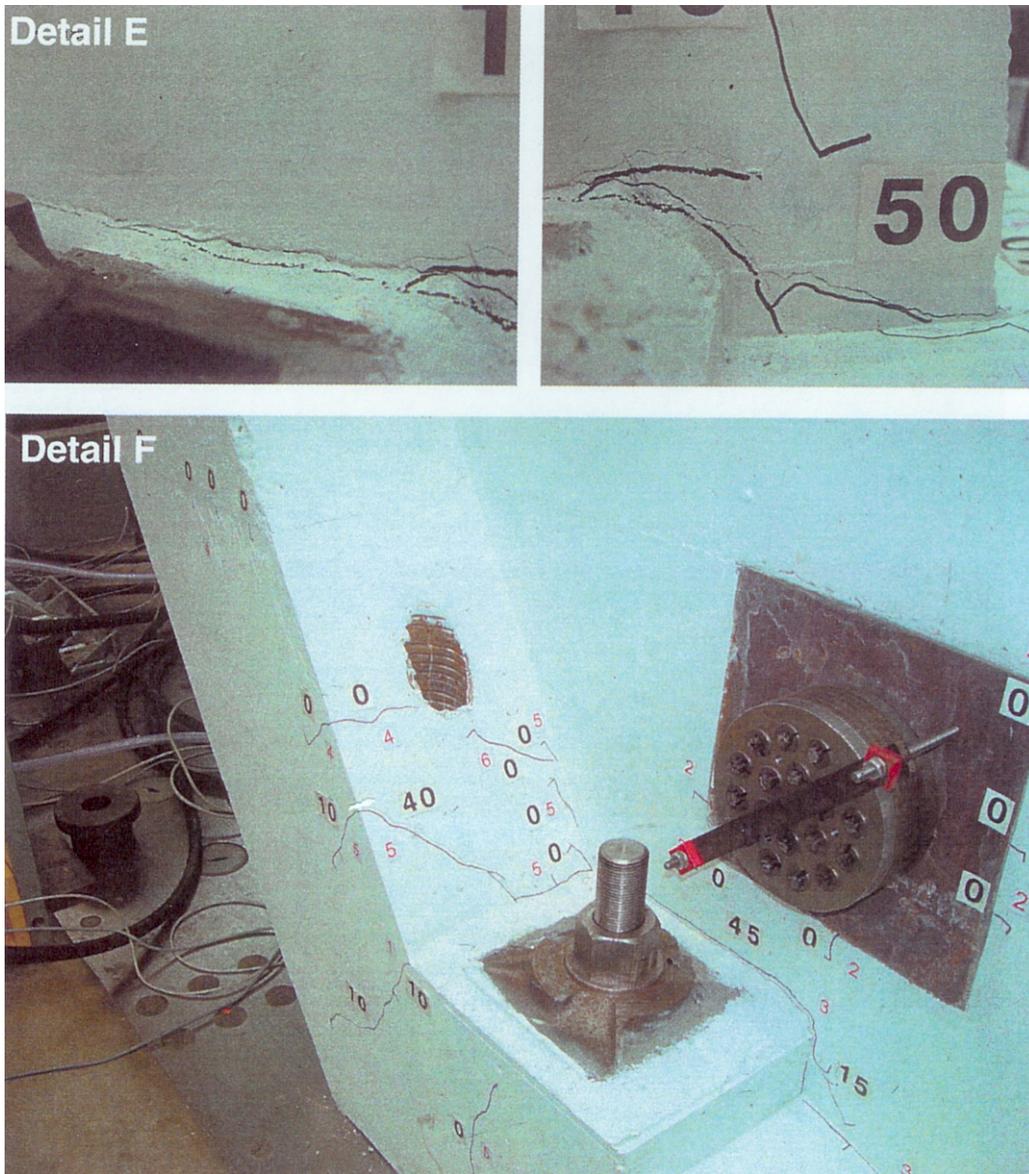


Abb.7.B.31 Laststufe 6 (7); $P = 3002 \text{ KN}$, Seitenansicht: Details von Abb. 7.B.30

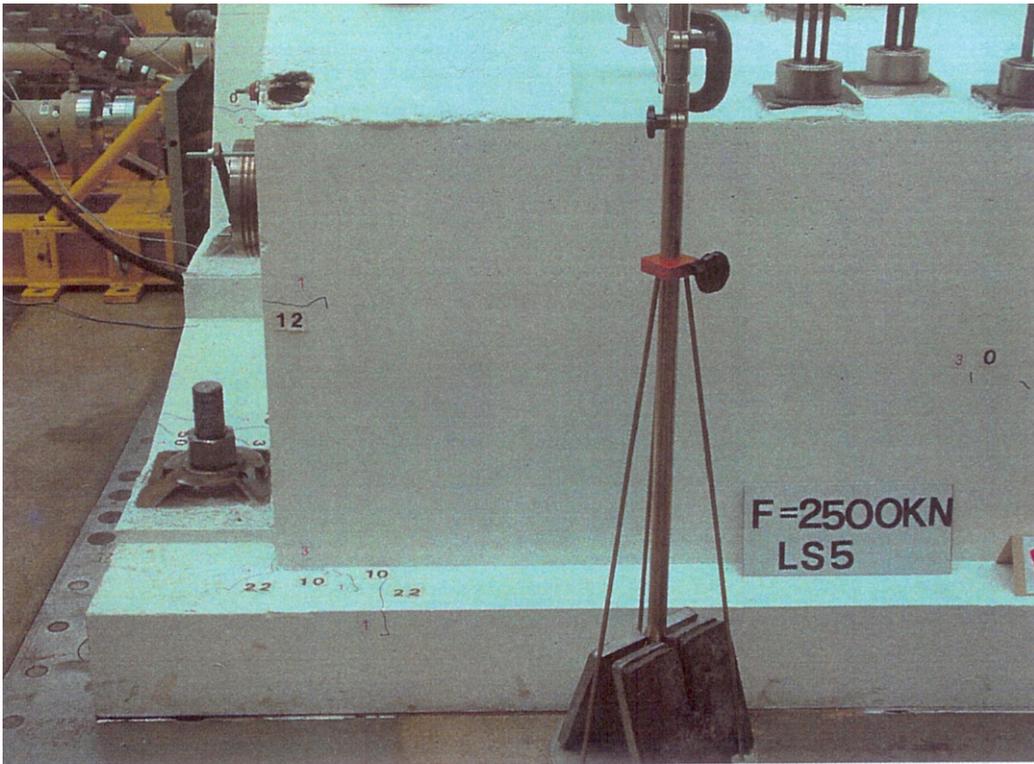


Abb.7.B.32 Laststufe 6 (7); $P = 3002 \text{ KN}$, Frontansicht: unverändertes Rissbild

7.2.2.10 Laststufe 7

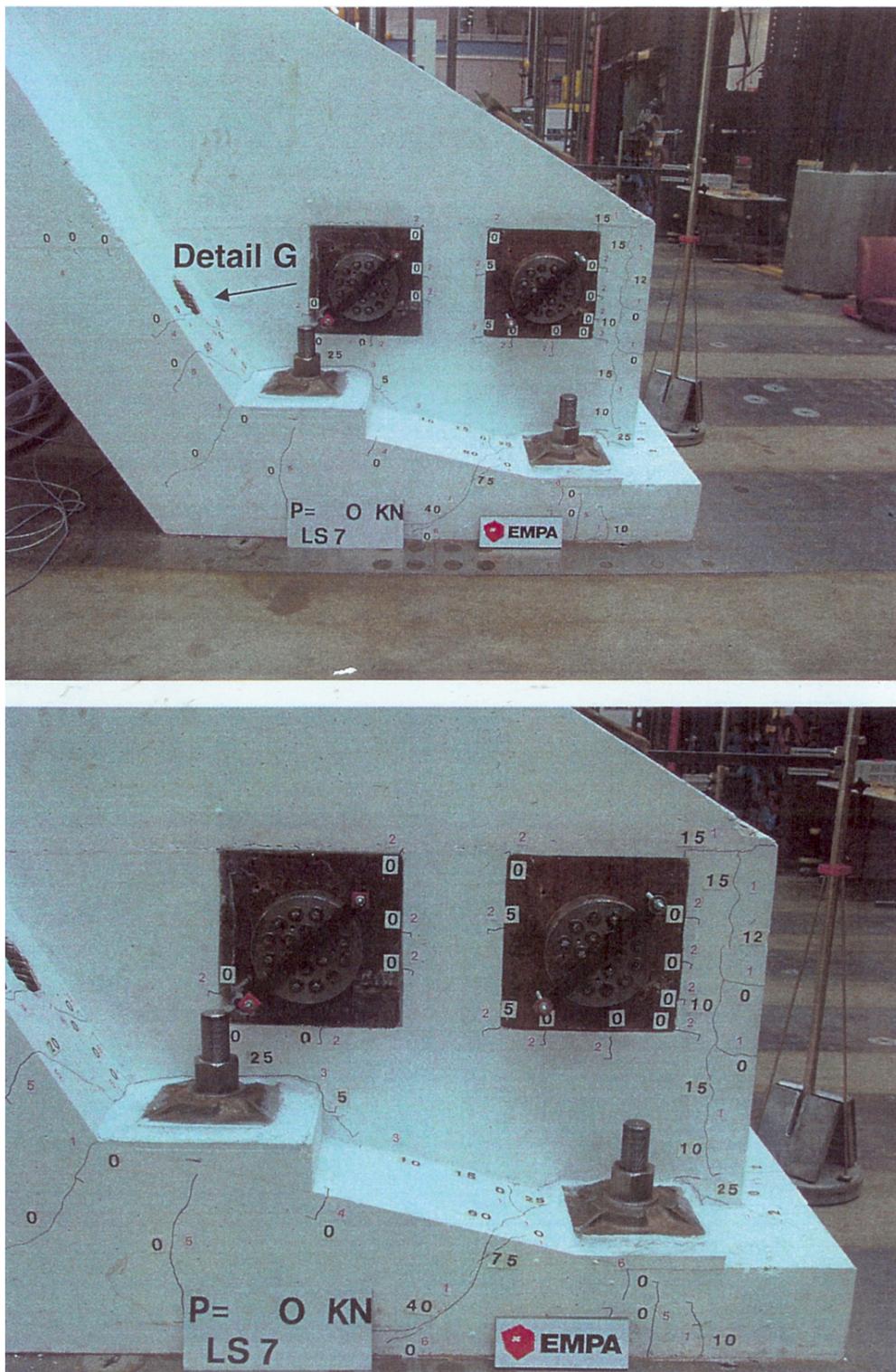


Abb.7.B.33 Laststufe 7 (8); $P = 0 \text{ KN}$, Seitenansicht: Alle Risse infolge Belastungsversuch schliessen sich nach Entlastung ausser der Riss entlang der Kante Feldslab/Hohlkastenquerschnitt schliesst sich nicht vollständig ($w \leq 25/100 \text{ mm}$)

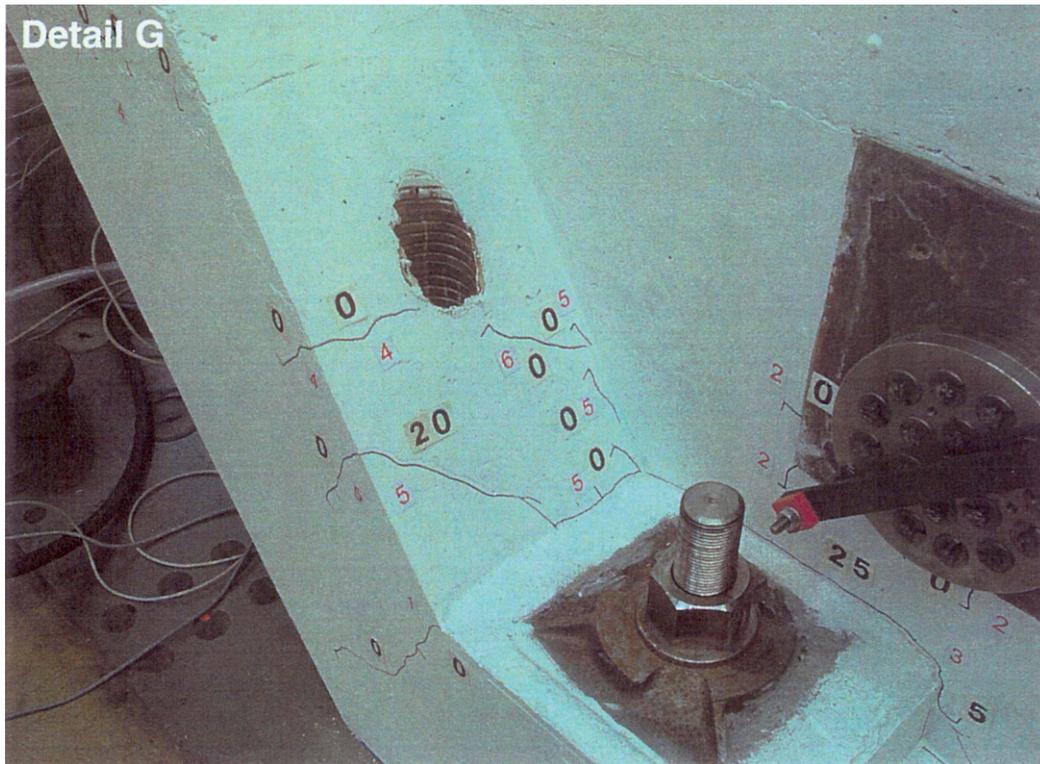


Abb.7.B.34 Laststufe 7 (8); $P = 0$ KN, Seitenansicht: Detail von Abb. 24.B.29

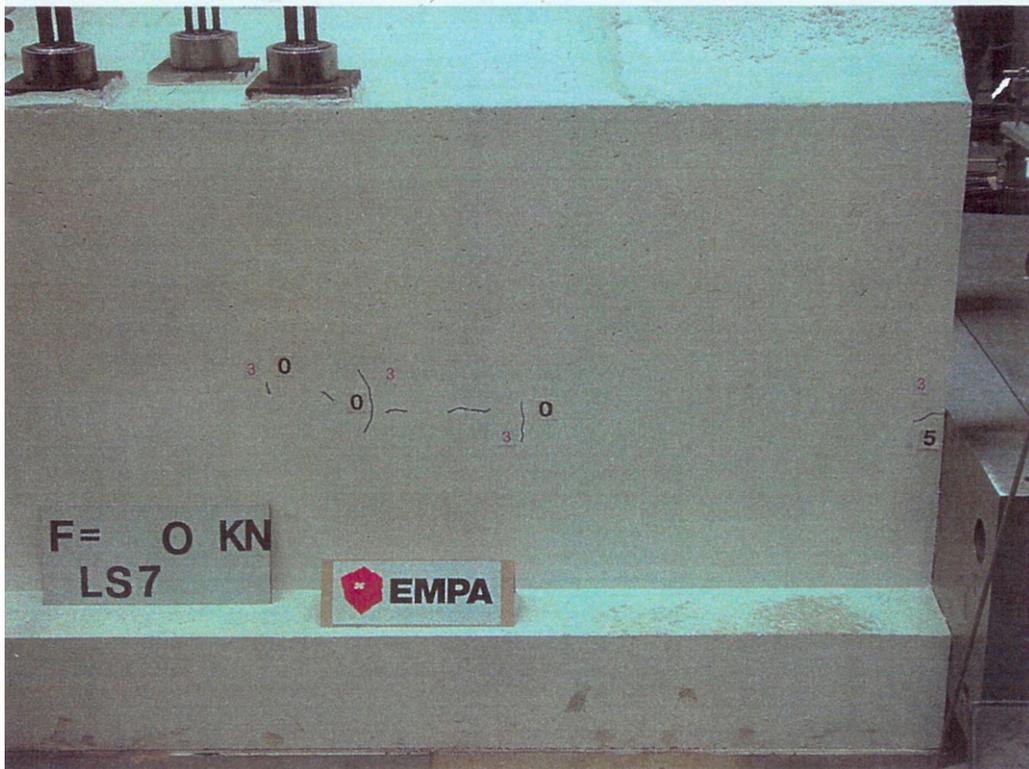
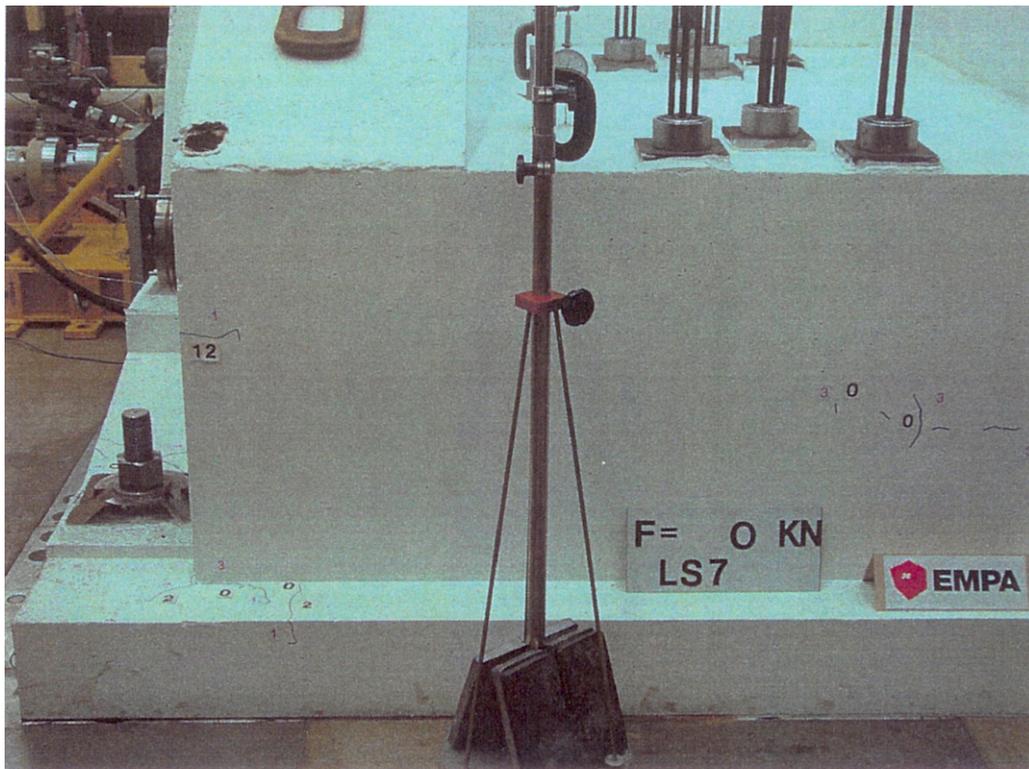


Abb.7.B.35 Laststufe 7 (8); $P = 0 \text{ KN}$, Frontansicht: alle Risse infolge Belastung schliessen sich bei Entlastung

7.2.3 Interpretation der Versuchsergebnisse

Das Ziel dieser theoretischen und experimentellen Untersuchungen war, mit einem Gross-Belastungsversuch einer Feldlisene, die Gebrauchstauglichkeit des Prüfobjekts unter dem Ansatz eines von 2.8 (Richtlinie für externe Vorspannung [9]) auf 1.75 reduzierten Sicherheitsbeiwertes (d.h. die σ im Bewehrungsstahl von 180 N/mm², auf 285 N/mm² zu erhöhen) zu prüfen.

Der Belastungsversuch wurde an der Feldlisene im Massstab 1:1 durchgeführt. Die Belastung erfolgte horizontal in Laststufen von 500 kN von 0 kN bis 2 x 3000 kN. Für jede Laststufe wurde das Rissbild fotografisch dokumentiert und die Rissbreiten punktuell gemessen. Mit acht Messuhren wurde die Verformung der Feldlisene punktuell gemessen.

Im Wesentlichen entstanden Risse infolge der Abspannung auf dem Abspannboden, die auf Unebenheiten der Aufstandsfläche zurückzuführen sind. Ein Hauptriss entstand infolge der horizontalen Belastung entlang der Kante Feldlisene/Hohlkastenquerschnitt. Dieser Riss hat unter Maximallast eine maximale Rissbreite von 45/100 mm aufgewiesen. Es ist dazu aber zu bemerken, dass dieser Riss an Stelle des Mörtelbettes beim Übergang Abspannanker 2 an den Ankerblock diese 45/100 mm Rissweite aufwies. Es konnte nicht eindeutig bestimmt werden, ob der Riss effektiv nur wegen des Mörtelbettes in dieser Weite angefallen ist. Interessanterweise ist unmittelbar neben der Abspannung 2 die Rissweite des gleichen Risses nur mit 15/100 mm angefallen. Am übrigen Prüfobjekt ist während des gesamten Versuchs kein Riss grösser 20/100 mm angefallen. Auch neben den beiden mit je 3000 kN belasteten Ankern traten keine Risse auf, die messbar gewesen wären, diese Zonen blieben rissfrei. Grundsätzlich kann festgestellt werden, dass die gemessenen Risse wie im Vergleichsmodell Curbach I berechnet und aufgezeigt, angefallen sind. Die Berechnungen sowie die auf dieser Basis erfolgte Bemessung können deshalb als verlässlich angesehen werden.

8. Folgerungen und Ausblick

Gemäss der Richtlinie für externe Vorspannung 1998 [10] müssen Umlenk- und Verankerungskonstruktionen in Hohlkastenbrücken mit einer Stahlspannung von $\beta_s / 2.8$ anstatt $\beta_s / 1.75$ bemessen werden. Mit dieser Massnahme sollen in der Praxis unzulässige Rissbreiten im Gebrauchszustand vermieden werden. Um diese Vorgabe zu hinterfragen und zu überprüfen, wurde die Kraftübertragung von externen Spanngliedern auf einen Hohlkasten-Brückenüberbau untersucht und an einem realen halbseitigen Hohlkastenbrückenmodell im Mst.1:1 ein Belastungsversuch durchgeführt.

In der vorliegenden Arbeit wurden die lokalen Tragmechanismen von Umlenk- und Verankerungskonstruktionen im Feld von Hohlkastenbrücken untersucht und optimiert. Raum wurde der Kurzvorstellung von in Forschung [76], [60], [75], [64], [45] und Praxis erprobten und angewandten Rechen- und Ingenieurmodellen gegeben. Im Rahmen dieser Arbeit wurde die Krafteinleitung bei Feldlisenen mit eigenen linear-elastischen, wie auch mit nichtlinearen numerischen FE-Berechnungen untersucht. Das Tragverhalten von Umlenk- und Verankerungskonstruktionen kann auch mit relativ einfachen Stabwerkmodellen berechnet und nachvollzogen werden. Die angezeigten Ingenieurmodelle erfassen und beschreiben [64] die Kraftflüsse aber nicht immer hinreichend und wirklichkeitsnah genug. Eine sorgfältige Bemessung und Konstruktion der Verankerungs- und Umlenkstellen ist die Voraussetzung für sichere und dauerhafte Brückenbauwerke mit externer Vorspannung.

Schwerpunktmässig wurde in der vorliegenden Arbeit das Zweiseibenmodell I von Curbach mit nichtlinearen numerischen Berechnungen untersucht. Die nichtlinearen Berechnungen wurden mit isoparametrischen Volumenelementen durchgeführt. In den Berechnungen wurden auch die Beanspruchung der Bewehrung, d.h. die Betonstahlspannungen, Rissbreiten, Dehnungen und Verschiebungen aufgezeigt. Die Betonstahlbewehrung wurde als verschmiert und auch als diskrete Stabzüge abgebildet. Zwischen den FE-Modellen mit Stab-, Schalen- und Volumenelementen konnte eine relativ gute Übereinstimmung festgestellt werden.

Die nichtlinear berechneten Dehnungen der Bewehrung und der Rissbreiten zeigen eine sehr gute Übereinstimmung mit den im Empa Belastungsversuch gemessenen Werten. Die grösste Zugdehnung betrug 1.19 ‰. Die gemessenen Dehnungen lagen im Durchschnitt bei 0.85 ‰. Daraus kann abgeleitet werden, dass die im Hohlkastenbrückenmodell eingelegte Bewehrung dem Tragverhalten gerecht wird.

Die FE-Berechnungen mit Volumenelementen zeigen die Wirkung der beiden Scheiben deutlich auf. Die Ausbildung eines Zugstabes und einer Druckstrebe (Druckstrebenwinkel 30 °) in den beiden Scheiben ist deutlich zu erkennen. In der Bodenplatte konnten die Krepelmomente um ca. 40 % reduziert werden, womit bestätigt wird, dass die beiden Scheiben durch ein Kräftepaar das Hauptmoment aufnehmen. Der Steg wird in seiner Ebene mit seiner grossen Biegesteifigkeit als Scheibe beansprucht, wodurch die Verformungen beachtlich reduziert werden.

Die Ergebnisse des Gross- Belastungsversuches am Zwei-Scheibenmodell Curbach I, können mit folgenden Feststellungen zusammengefasst werden.

- Das Hohlkastenbrückenmodell wurde mit A_s 3.35 % m^2/m^l bemessen.
- Die mit nichtlinearen FE-Volumenelementen berechneten Stahlspannungen, Dehnungen, Verschiebungen konnten bestätigt werden.
- Die Rissbreiten im Gebrauchszustand, $\sigma_{\text{Bruch}} / 1.75 = \sigma_{\text{Gebrauch}}$ blieben beim Hohlkastenbrückenmodell Curbach I, unter 0.2 mm.
- Grundsätzlich ist es hinreichend, die Bewehrung mit $\sigma_{\text{Bruch}} / 1.75 = \sigma_{\text{Gebrauch}}$ auszulegen.
- Mit einem Bemessungswert, A_s erf. von 2.8 bis 3.35 % m^2/m^l können bei Umlenk- und Verankerungskonstruktionen die Rissbreiten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit unter 0.3 mm gehalten werden.

Mit dem Gross-Belastungsversuch konnte das Tragverhalten des Zweischeibenmodells I nach Curbach in seiner Konstruktion und Funktion grundsätzlich bestätigt werden.

Auf Grund der in der vorliegenden Arbeit und in den [45], [46], [60], [64], [75], [76] durchgeführten Untersuchungen und der daraus gewonnen Erkenntnisse, scheint eine Reduktions-Anpassung des in der Richtlinie für externe Vorspannung 1998 vorgegebenen Sicherheitsniveaus mit einer Erhöhung der zulässigen Stahlspannung von $\sigma_{\text{Bruch}} / 2.8 = \sigma_{\text{Gebrauch}}$, auf $\sigma_{\text{Bruch}} / 1.75 = \sigma_{\text{Gebrauch}}$, vertretbar zu sein.

Ein weiter reichender Forschungsbedarf ergibt sich bei Verankerungskonstruktionen aus CFK-Beton mit Hochleistungsfasern als Fertigteilelemente in die Brückenschalung eingelegt und einbetoniert oder als Ortbeton direkt in die vorgegebene Form der Verankerungskonstruktion gegossen. Die einsetzbaren hochmodularen Kunstfasern mit einem hohen E-Modul von $E = 40'000 \text{ N/mm}^2$ sind in der Lage Risse dauerhaft zu überbrücken und die Rissbreiten minimal zu halten. Die CFK-Bewehrungselemente haben eine sehr hohe Zugfestigkeit (sechsmal höher als konventioneller Baustahl) und ein niedriges Gewicht (lediglich ein Fünftel der Dichte des schweren Baustahles). Im Weiteren haben CFK eine bedeutende Ermüdungsfestigkeit und ausgezeichnete Korrosionsbeständigkeit. Die hochfeste Betonmatrix weist neben einer hohen Dauerhaftigkeit eine Druckfestigkeit von 120 N/mm^2 auf. Dies entspricht dem drei- bis vierfachen Wert eines konventionellen Baustellenbetons.

Ein weitergehender Forschungsansatz besteht bei den Verankerungskonstruktionen auf dem Gebiet der externen Spangliedführung. Es erscheint sinnvoll und effizient zu sein, die verbundlos geführten Vorspannkabel im Verankerungsumlenkbereich in der Bodenplatte zu führen. Durch diese Massnahme wird der Hebelarm der inneren Kräfte vergrössert, womit ein bestehender Nachteil dieses Bauverfahrens eliminiert werden könnte.

Hinweise

Bezeichnungen

Lateinische Grossbuchstaben

<i>A</i>	Querschnittsfläche
<i>D</i>	Dissipation
<i>E</i>	Elastizitätsmodul
<i>L</i>	Leistung
<i>M</i>	Biegemoment
<i>N</i>	Normalkraft
<i>O</i>	Ursprung
<i>Q</i>	Einzellast
<i>R</i>	Regime
<i>S</i>	Bruchsicherheitsfaktor; Schnittkräfte
<i>T</i>	Zeit; Träger; Wirkungsbeginn
<i>U</i>	Umlenkkraft
<i>V</i>	Querkraft; Füllstab

Lateinische Kleinbuchstaben

<i>b</i>	Breite; Abmessung
<i>c</i>	Konstante
<i>d</i>	Dekompression
<i>e</i>	Exzentrizität
<i>f</i>	Festigkeit; Funktion
<i>g</i>	Eigengewicht; Funktion
<i>h</i>	Hebelarm; Abmessung
<i>i</i>	Trägheitsradius; Anzahl
<i>k</i>	Steifigkeit; Verhältnis; Kosten
<i>l</i>	Länge; Spannweite
<i>m</i>	Lastwechselzahl
<i>n</i>	Verhältnis; Wertigkeit
<i>q</i>	Nutzlast
<i>s</i>	Abmessung
<i>t</i>	Zeit; Schubfluss
<i>u</i>	Bruch; Umlenkkraft; Umfang
<i>v</i>	Verfestigung

x, y, z Koordinaten

Griechische Buchstaben

α, β	Winkel; Verhältnis
γ	Wichte; Winkel
Δ	Differenz
δ	Relativverschiebung; Schlupf
ε	Dehnung
ζ	Hilfswert
η	Wirkungsgrad; Koordinate
κ	Verhältnis
λ	Faktor; Vorspanngrad
μ	Relaxationsfaktor; Faktor
ν	Querdehnungszahl; Faktor
ξ	Koordinate
ρ	Geometrischer Bewehrungsgehalt
σ	Normalspannung
τ	Schubspannung
φ	Kriechzahl; Winkel
χ	Krümmung
ω	Rotation; Hilfswert

Fusszeiger

<i>adm</i>	Zulässig
<i>b</i>	Verbund
<i>c</i>	Beton; Zylinder; Kriechen
<i>d</i>	Dekompression
<i>e</i>	Elastisch
<i>f</i>	Ermüdung
<i>g</i>	Eigengewicht
<i>id</i>	Ideell
<i>inf</i>	Unten
<i>M</i>	Moment
<i>m</i>	Mittel; Mitte; Injektionsmörtel; Lastwechselzahl

<i>max</i>	Maximal
<i>N</i>	Normalkraft
<i>n</i>	Anzahl
<i>p</i>	Vorspannstahl; Vorspannung ; Plastisch
<i>q</i>	Nutzlast
<i>r</i>	Riss; Rand
<i>rel</i>	Relaxation
<i>s</i>	Stahl; Schwinden; Stütze
<i>sup</i>	Oben
<i>t</i>	Zug, Träger
<i>u</i>	Bruch
<i>v</i>	Verfestigung
<i>w</i>	Durchbiegung; Würfel; Steg
<i>y</i>	Fliessen; Fliessgrenze
0	Initial

Kopfzeiger

<i>T</i>	Träger
<i>Z</i>	Zugband
<i>I</i>	Ungerissen
<i>II</i>	Gerissen
'	Verschoben; Last
''	Eigenspannung

Sonderzeichen

\emptyset	Durchmesser
∞	Unendlich
*	Komplementär; Virtuell

Literatur

- [1] American Association of state highway and transportation officials (AASTHO): Standard specification for highway bridges. Thirteenth Edition, Washington, D.C.,1983
- [2] Bazant, Z.P, Oh (1983): Crak Band Theory for Fracture of Concrete , Materials and Structures, Rilem, Vol 16, 155-177.
- [3] Beaupre, R.J.; Powell, L. C.; Breen, J. E.; Kreger, M. E.: Deviator behaviour and design for externally post-tensioned bridges, External prestressing in bridges, American Concrete Institute (ACI) SP 120-12,page 257 -288, Detroit 1989 (5)
- [4] Benning, H.-H.: Einführungsvortrag, Erfahrungsaustausch Spannbetonbrücken mit externen Spanngliedern, Informationsveranstaltung des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen am 5.10.2000
- [5] Biaxial Stress, Journal ACI, Proc. V.66, No.8, Aug., pp. 656-666.
- [6] Bigal, A.J (1999) - Structural Dependence of Rotation Capacity of Plastic Hinges in RC Beams and Slabs, Phd Thesis, Delft University of Technology. ISBN 90-40-407-1926-8.
- [7] Brandt, B.: Erfahrungen bei der Ausführung von Betonbrücken mit externen Spanngliedern, Erfahrungsaustausch Spannbetonbrücken mit externer Spanngliedern, Informationsveranstaltung des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Wohnungswesen am 5.10.2000
- [8] Brühwiler, E.: Bruchmechanik von Staumauerbeton, Diss. EPFL, These No: 739, (1988).
- [9] Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen – Abteilung Strassenbau, Strassenverkehr: Richtlinie für Betonbrücken mit externen Spanngliedern, Ausgabe 1999, Bearbeitet von: Thormählen und Peuckert, Ingenieurgesellschaft für Bauwesen mbH, Verkehrsblatt-Dokument Nr. B 5258 – Vers. 07.99, Verkehrsblatt-Verlag, Dortmund, Juli 1999
- [10] Bundesministerium für Verkehr: Allgemeines Rundschreiben Strassenbau Nr. 28/1998, Sachgebiet 05.4: Brücken und Ingenieurbau; Bauarten, Verkehrsblatt-Dokument Nr. B 5258 .Vers. 07/98 Verkehrsblatt-Verlag, Dortmund Juli 1998
- [11] CEB-FIP Model Code 1990, First Draft, Committee Euro International du Beton, Bulletin d'information No. 195,196, Mars
- [12] Cervenka V.; Jendele L.; Cervenka, J.: (2002) - ATENA Program Documentation, Part 1 - Theory. Cervenka Consulting, Prague, 2000.
- [13] Cervenka, V.; Pukl, R.; Ozbolt, J.: Eligenhausen, R.(1995) - Mesh Sensitivity Effects in Smeared Finite Elements Analysis of Concrete Fracture Proceedings of FRAMCOS 2, Zürich

- [14] Cervenka, V. (1985) - Constitutive Model for Cracked Reinforced Concrete, Journal ACI , Proc.V.82, Nov-Dec., No.6, pp. 877-882.
- [15] Cervenka, V.; Gerstle, K. (1972) - Inelastic Analysis of Reinforced Concrete Panels (1) Theory (2) Experimental Verification and application, Publications IABSE, Zürich, V.31-00, 1971, pp 32-45 and V.32-II, 1972, pp 26-39.
- [16] Cervenka, V.; Gerstle, K. (1971) - Inelastic Analysis of Reinforced Concrete Panels: Part I: Theory, Publication IABSE, 1971, 31, pp 32-45.
- [17] Cervenka, V.; Pukl, R.; Eligenhausen, R. (1991) - Fracture Analysis of Concrete Plane Stress Pull-out Tests, Proceedings, Fracture process in Brittle Disordered Materials, Noordwijk, Holland, June 19-21.
- [18] Cordes, H.: Spannglieder im Brückenbau - Neue Erkenntnisse und Entwicklungen, Beiträge zum 36. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton am 08./09.10.1998 an der RWTH Aachen, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Aachen 1998
- [19] Cordes, H.: Dauerhaftigkeit von Spanngliedern unter zyklischen Beanspruchungen, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 370, Beuth Verlag, Berlin 1986
- [20] Curbach, M.; von Wölfel, R.: Weiterentwicklung der Verankerungsstellen für externe Vorspannung am Beispiel der Muldebrücke Dessau, Externe Vorspannung und Segmentbauweise, Vorträge anlässlich des Workshops „Externe und Verbundlose Vorspannung – Segmentbrücken“ an der Universität Fridericiana Karlsruhe (TH) vom 5. – 7.10.1998, Seite 221-232, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1998
- [21] Curbach M.; Speck, K. (2000) - Untersuchung der mehraxialen Festigkeit von duktilem Hochleistungsbeton. DafStb V389, Technische Universität Dresden, November 2000.
- [22] Curbach, M.; Hampel, T.; Speck, K.; Scheerer, S. (2000) - Versuchs-technische Ermittlung und mathematische Beschreibung der mehraxialen Festigkeit von Hochleistungsbeton bei zwei- und dreiaxialer Druckbeanspruchung, DFG Abschlussbericht Cu-37/1-2, Dezember 2000.
- [23] De Borst, R. (1986) - Non-linear analysis of frictional materials, PhD Thesis, Delft University of Technology, 1986.
- [24] DIN 1045: Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung, Ausgabe Juli 1988
- [25] DIN Fachbericht 102: Betonbrücken, Deutsches Institut für Normung (DIN), Beuth Verlag, Berlin 2003
- [26] Dischinger, F. - "Elastische und plastische Verformungen der Eisenbeton-tragwerke und insbesondere der Bogenbrücken", Bauingenieur 20 (1939), Heft 5/6.

- [27] Drucker, D.; Prager, D.; Daw, W.(1974) - Inelastic Model for Cyclic Biaxial Loading of Reinforced Concrete, Civil Engineering Studies, University of Illinois.
- [28] Eibl, J.; Aschl, H.; Borrowski, J.; Cedolin, L.; Garas, F.K.; Gerstele, K.; Hilsdorf H.; Kotsovos, M.D.; Ottosen, N.S.; Wastelis J.; Willam K.J. (1983) - Concrete under multiaxial states of stress - Constitutive equations for practical design. CEB Bulletin d'Information No 156, Lausanne 1983.
- [29] Eibl, J.; Ivanyi, G.; Buschmeyer, W.; Kobler, G. - Vorspannung ohne Verbund, Technik und Anwendung, Betonkalender 1995, Seite 739-801, Verlag Ernst & Sohn 1995
- [30] Eibl, J.; Kreuser, K.: Experimentelle Untersuchungen von Verankerungen bei externer Vorspannung, Forschungsbericht Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Abteilung Massivbau , Universität Karlsruhe, April 2000
- [31] Eibl, J.; Prommersberger, G.: Vorspannung ohne Verbund, Erste Brückenbauten mit externer Vorspannung für die Deutsche Bundesbahn, ibw Ingenieurbauwerke Nr.5 (1989), Seite 165-179
- [32] Eibl, J.; Voss, W.: Zwei Autobahnbrücken mit externer Vorspannung, Beton- und Stahlbetonbau 84 (1989), Heft 11, Seite 291-296, Verlag Ernst & Sohn Berlin 1989
- [33] Etse, G. - Theoretische und numerische Untersuchung zum diffusen und lokalisierten Versagen in Beton, Ph. D. Thesis, University of Karlsruhe 1992.
- [34] Eurocode 2,: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1; Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau, Juni 1992
- [35] European Organisation for Technical Approvals (EOTA): Guideline for European technical approval of post-tensioning kits for prestressing of structures , ETAG n° 13; Edition June 2002
- [36] Grossmann, F.: Wirtschaftlichkeit von extern vorgespannten Brücken, externe Vorspannung und Segmentbauweise, Vorträge anlässlich des Workshops externe verbundlose Vorspannung-Segmentbrücken an der Universität Fridericiana Karlsruhe (TH) vom 5.bis 7.Oktober 1998, Seite 99-106, Verlag Ernst & Sohn Berlin 1998
- [37] Hartz, U.: Erläuterungen zur „Richtlinie für Eignungsprüfungen von Spannverfahren für externe Vorspannung“, Mitteilungen des Deutschen Instituts für Bautechnik 30 (1999), Nr. 5
- [38] Haveresch, K.-H.: Beton- und Stahlbetonbau, Heft 8, 98 Jahrgang, August 2000, pp. 452-455.
- [39] Haveresch, K.H.: Zuverlässigkeit der planmässigen Spannkrafteintragung unter besonderer Berücksichtigung baupraktischer Klimabeanspruchungen, Dissertation, RWTH Aachen, Shaker Verlag, Aachen 1994

- [40] Hegger, J.; Neuser, J.U.: Verankerung externer Spannglieder an Eckkonsolen, Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, Herausgegeben vom Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Heft 845, Bonn, Juli 2002
- [41] Hegger, J.; Neuser, J.U.: Krafteinleitung externer Spannglieder an Verankerungs-Umlenkstellen, Erfahrungsaustausch Spannbetonbrücken mit externen Spanngliedern, Informationsveranstaltung des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen am 5.10.2000
- [42] Hordijk, D.A. (1991) - Local Approach to Fatigue of Concrete, Doctor dissertation, Delft University of Technology, The Netherlands, ISBN 90-9004519-8.
- [44] Huber, Frank: Diss. TU Stuttgart 2006
- [45] Jesse Dirk: Untersuchung und Optimierung von Lasteintragungs- und Umlenkstellen extern vorgespannter Hohlkastenbrücken, Diplomarbeit, TU Dresden, August 2000.
- [46] Jungwirth, F.: Untersuchungen zur Krafteinleitung über Zwischenverankerungen bei externen Spanngliedern, Dissertation, Universität Leipzig, Dezember 2001
- [47] Kupfer H.; Hilsdorf H.K.; Rüsç H. (1969); Van Mier J.G.M. (1986) - Multiaxial Strain-softening of Concrete, Part I: fracture, Materials and Structures, RILEM, Vol. 19, No.111.
- [48] Kupfer, H.; Hilsdorf, H.K.; Rüsç, H. (1969) - Behaviour of Concrete under Biaxial Stress, Journal ACI, Proc, V.66, No.8, pp. 656-666.
- [49] Leonhardt, F.: Spannbeton für die Praxis, Auflage 2 ,Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- [50] Margodolva, J.; Cervenka, V.; Pukl, R.: (1988) - Applied Brittle Analysis, Concrete Eng. International, Nov., Dez., 1998.
- [51] Marti, P. - "Zur plastischen Berechnung von Stahlbeton" IBK Bericht Nr. 104, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH, Zürich, Oktober 1980,176 pp.
- [52] Matthes, M.; Weber, J.; Zilch, K.: Talbrücke Ruderting - Eine sechsfeldrige Brücke auf Lehrgerüst mit externer Vorspannung, Vorträge auf dem Deutschen Betontag 1997, 9-11.04.1997, Seite 108-126, Deutscher Beton-Verein E.V., Wiesbaden 1997
- [53] Mehlhorn, G.; Abuassab, W.; Ukhabe, J.; Samkari, M.: Anwendungen der FEM zur Tragfähigkeitsermittlung der Verbindung Ankerkörper - Beton bei Spannverfahren, Forschungsbericht aus dem Fachgebiet Massivbau, Universität Gesamthochschule Kassel, 1993

- [56] Menetrey, Ph.; Willam, K.J. (1995) - Triaxial failure criterion for concrete and its generalization. ACI Structural Journal, 1995, 92(3).pp 311-318.
- [57] Menn, C. - Spannbetonbrücken, Auflage 2, Springer Verlag
- [58] Menn, C. - "Brückenträger mit Unterspannung", Schweizerischer Ingenieur und Architekt 105 (1987), Heft 9, pp. 200-204.
- [59] Menn, C.; Schnetzer, H.: Zustandsermittlung, Zustandsbeurteilung und Verstärkung bei Stahlbetonbrücken
- [60] Metzler, H. Beurteilung ausgeführter Brücken, Vorträge auf dem Deutschen Betontag 1999, 21. - 23.04.1999, Deutscher Beton-Verein E.V., Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2000
- [61] Mier, J.G.M van (1986) - Multiaxial Strain-softening of Concrete, Part I; fracture, Materials and Structures , RILEM, Vol.19, No.111.
- [62] Mörsch, E.: Der Eisenbetonbau – seine Theorie und Anwendung, 6. Auflage, 1. Band, Verlag Konrad Wittwer, Stuttgart, 1923.
- [63] Muller, J.: Construction of the Long Key Bridge, PCI journal, November/December 1980, page 97-111.
- [64] Neuser, J.U.: Zur Krafteinleitung bei externer Vorspannung, Dissertation, Lehrstuhl und Institut für Massivbau, RWTH Aachen, 2003
- [65] Pr EN 13391: Mechanische Prüfungen für Spannverfahren, Europäische Norm, Deutsche Fassung, Schluss-Entwurf, August 2000
- [66] Pramono, E.; Willam, K.J.: Fracture Energy-Based Plasticity Formulation of Plain Concrete, ASCE-JEM, 1989, 115, pp 1183-1204.
- [67] Rombach, G.: Anwendung der Finite-Elemente-Methode im Betonbau, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2000
- [68] Rostasy, F.; Gutsch, A,W.: Zuverlässigkeit des Verpressens von Spannkanälen unter Berücksichtigung der Unsicherheiten auf der Baustelle, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 476, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1997
- [69] Rostasy, F.S.; Holzenkämpfer, P.: Rechenmodelle zur Ermittlung der Tragfähigkeit für die Verbindung Ankerkörper-Beton von Spannverfahren, Forschungsbericht gefördert vom Institut für Bautechnik, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig, 1991
- [70] Schlaich, J.; Schäfer, K: Konstruieren im Stahlbeton, Betonkalender 2001, Seite 311-492, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2001
- [71] Schönberg, M.; Fichter, F.: Brücke in Aue (Sa), Bautechnik 17 (1933), Band 8, Seite 97-104, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1939

- [72] Schuhmacher, R.: Vergleichende Untersuchung von Bemessungsansätzen für die Kraffteinleitung externer Spannglieder an Umlenkstellen, Diplomarbeit Lehrstuhl und Institut für Massivbau, RWTH Aachen, Oktober 2001, unveröffentlicht.
- [73] Simulation of punching failure in reinforced concrete structures, Journal of Engineering, 1997, 123(5), pp 652-659.
- [74] Standfuss, F.; Abel, M.; Haveresch, K.-H.: Erläuterungen zur Richtlinie für Betonbrücken mit externen Spanngliedern, Beton und Stahlbeton 93 (1998) Heft 9, Seite 264-272, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1998
- [75] Thormählen, U.; Abel, M.: Planungsgrundlagen bei Anwendung externer Vorspannung, Vorträge auf dem Deutschen Betontag 1999, 21.-23.04.1999, Deutscher Beton-Verein E.V., Ernst & Sohn, Berlin 2000
- [76] Virlogeux, M.P.: External prestressing: from construction history to modern technique and technology, External prestressing in bridges, American Concrete Institute (ACI) Sp 120 -12, page 1-60, Detroit 1989
- [77] Wollmann, G.P.; Kreger, v M. E.; Roberts-Wollmann, C.; Breen, J.E.: External tendon anchorage in diaphragms and intermediate slab blisters, proceedings of the workshop on behaviour of external prestressing in structures, June 9-12 th, 1993 Saint Rémy-lès Chevreuse, France, page 113-121, Association française pour la construction, 1993

Personalien

Name / Vorname:	Borer Erich Karl
Geboren:	12. Oktober 1950
Heimatort / Nationalität:	Basel und Büsserach (Solothurn)
Wohnort:	Basel –Schweiz

Anhang Detailbewehrung Vergleichsmodell I

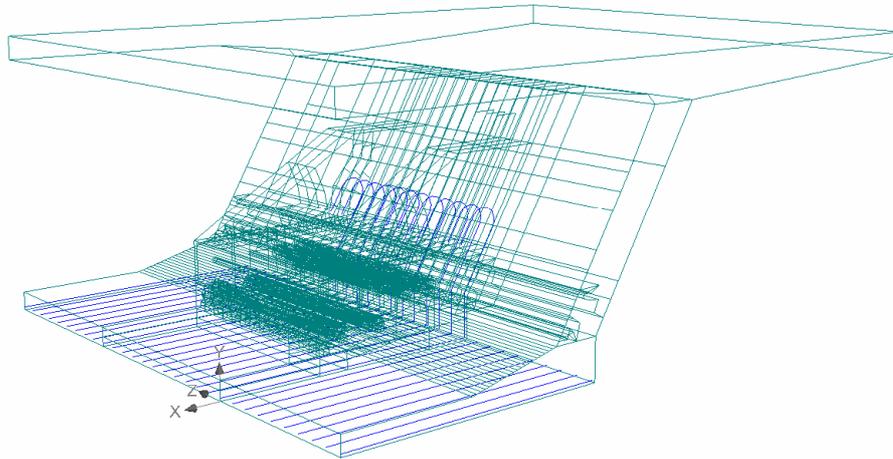


Fig.A1 Bewehrung Pos.2, Ø22 mm

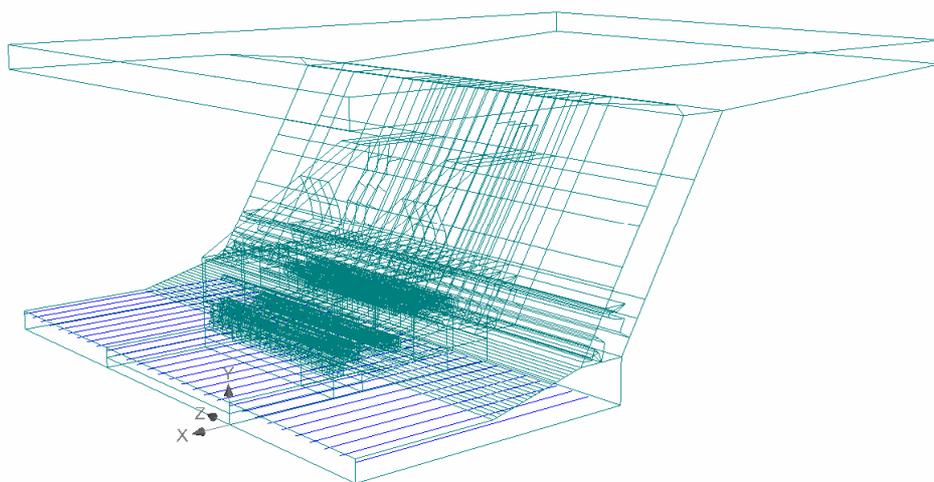


Fig. A2 Bewehrung Pos.3, Ø22 mm

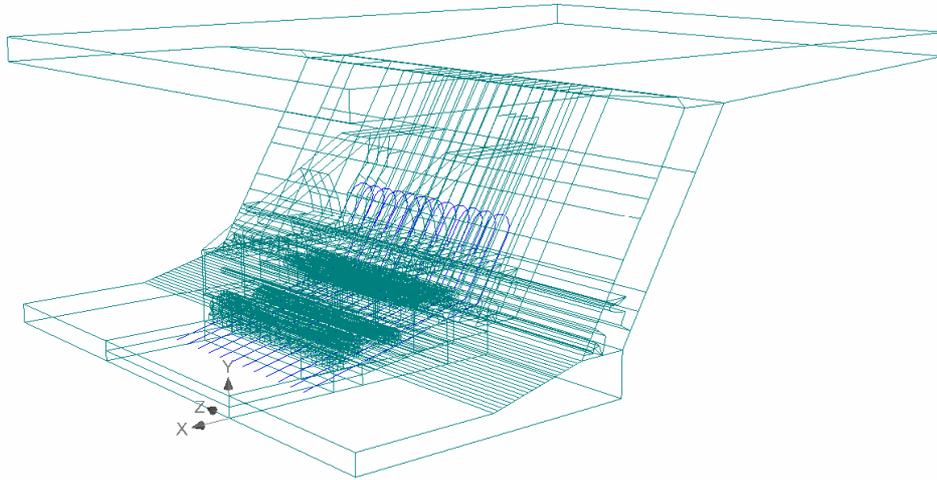


Fig .A3 Bewehrung Pos.1 und Pos.4, Ø22 mm

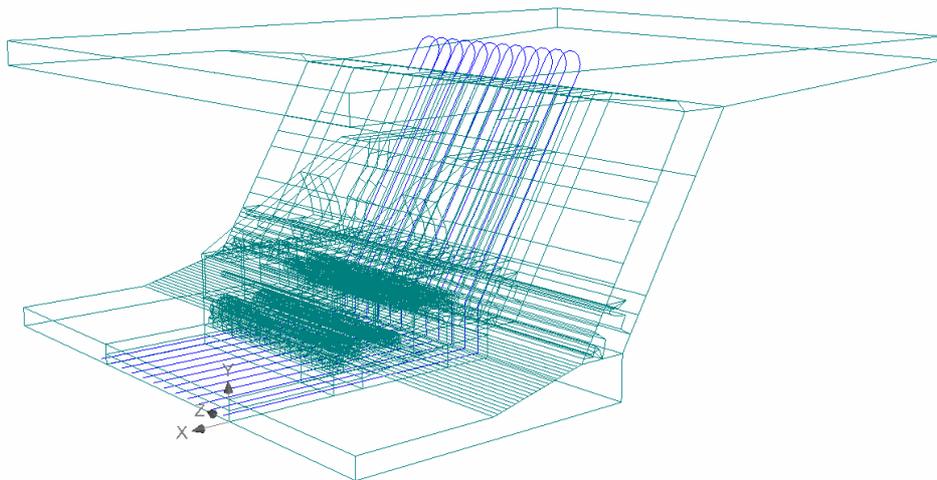


Fig. A5 Bewehrung Pos.5, Ø22 mm

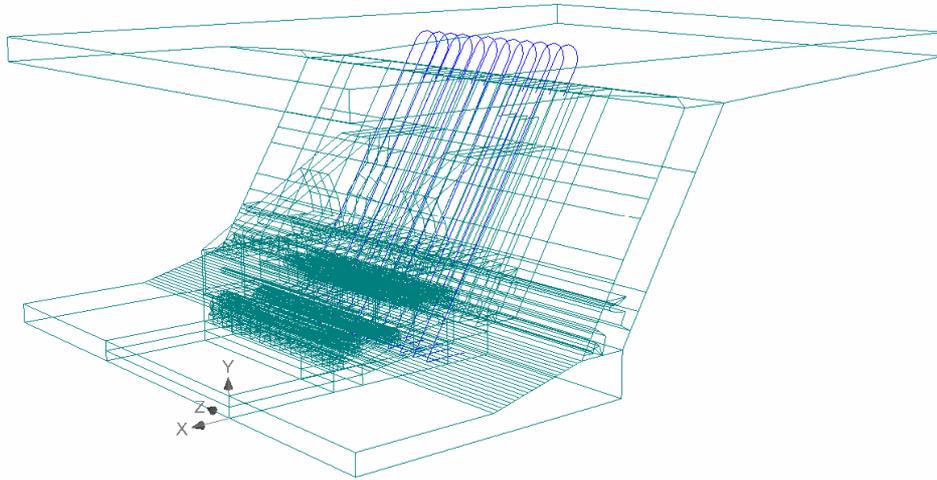


Fig. A4 *Bewehrung Pos.6, Ø22 mm*

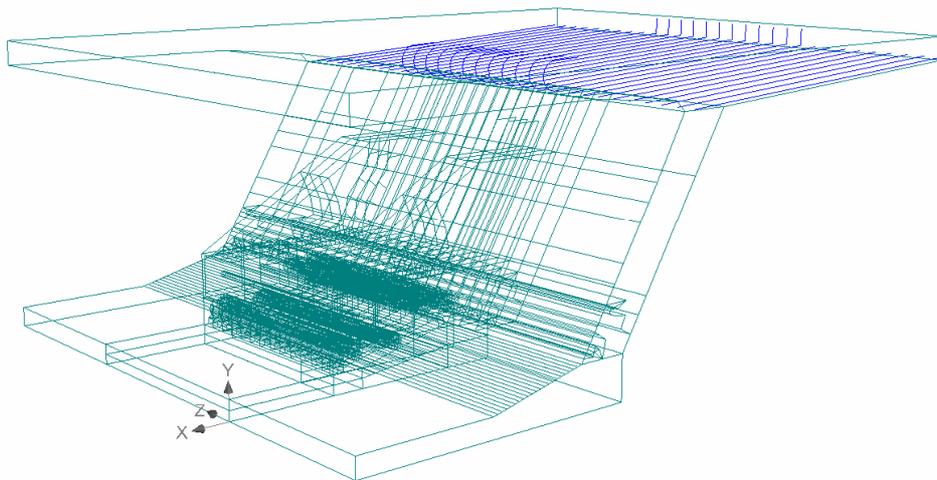


Fig. A6 *Bewehrung Pos.7, Ø22 mm*

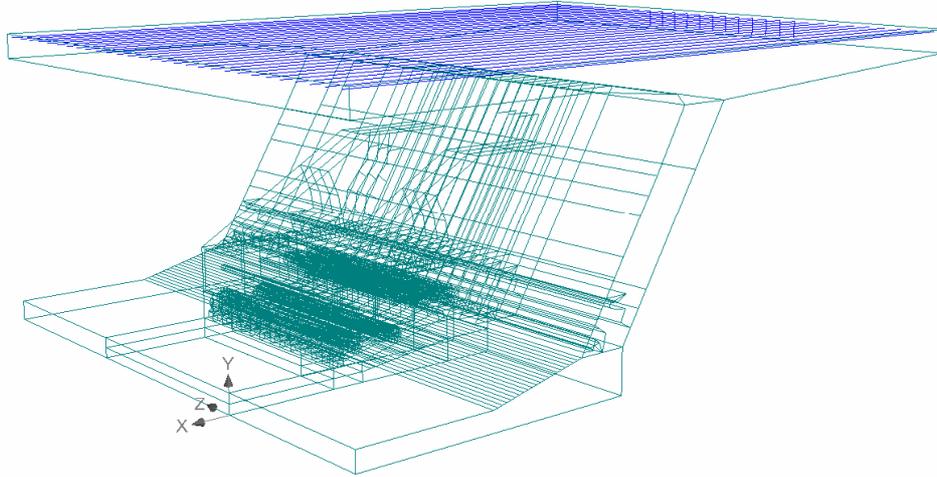


Fig. A7 *Bewehrung Pos.8, Ø22 mm*

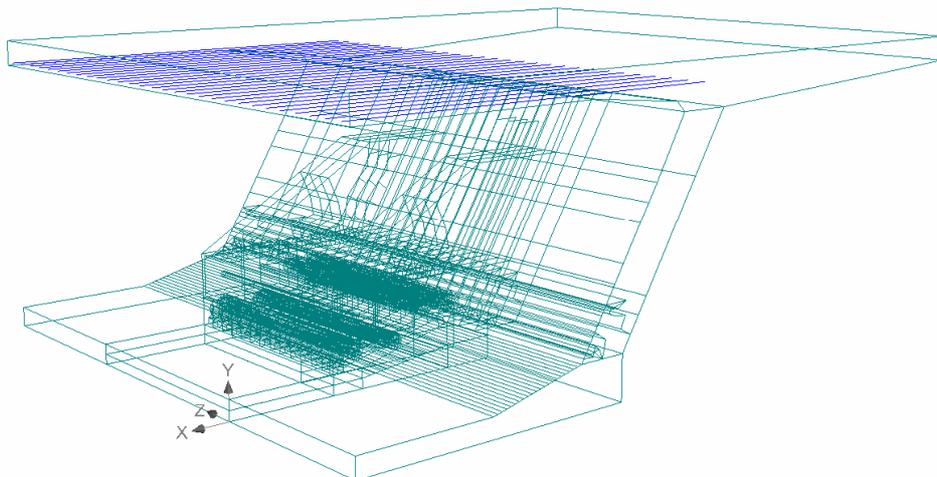


Fig. A8 *Bewehrung Pos.9, Ø22 mm*

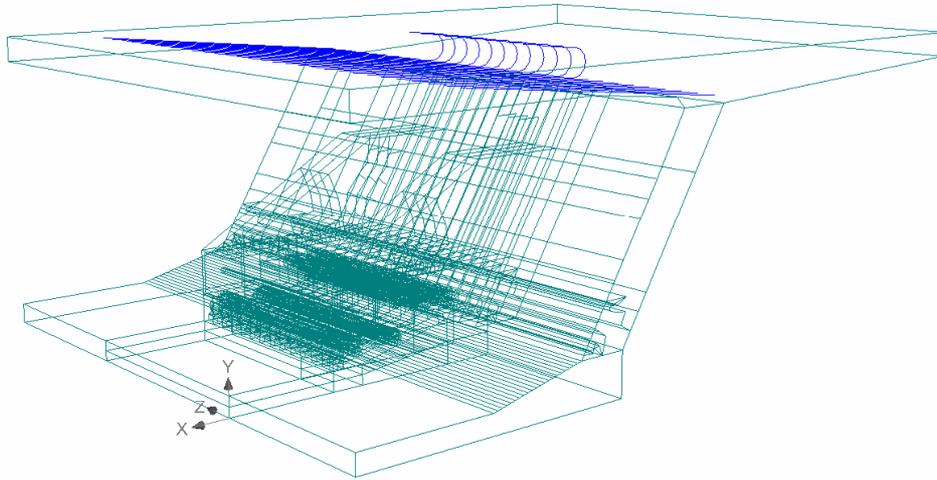


Fig. A9 *Bewehrung Pos.10, Ø22 mm*

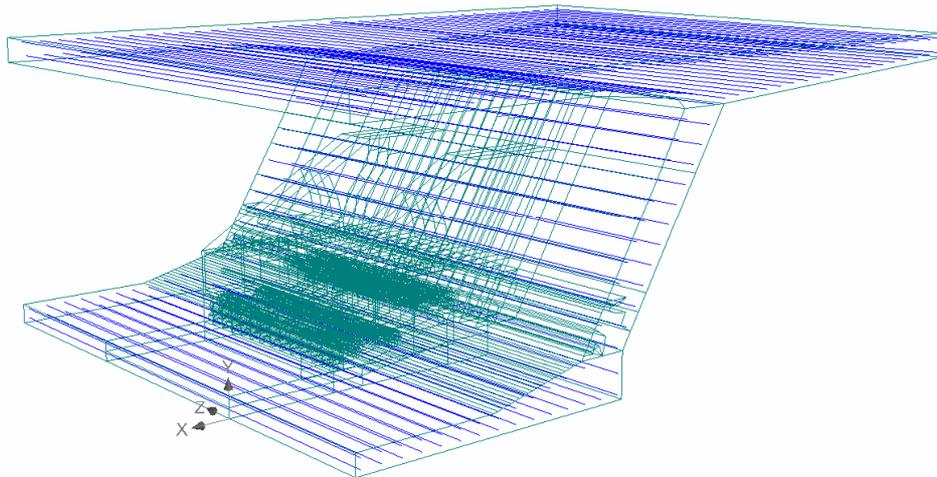


Fig. A10 *Bewehrung Pos.11, Ø22 mm*

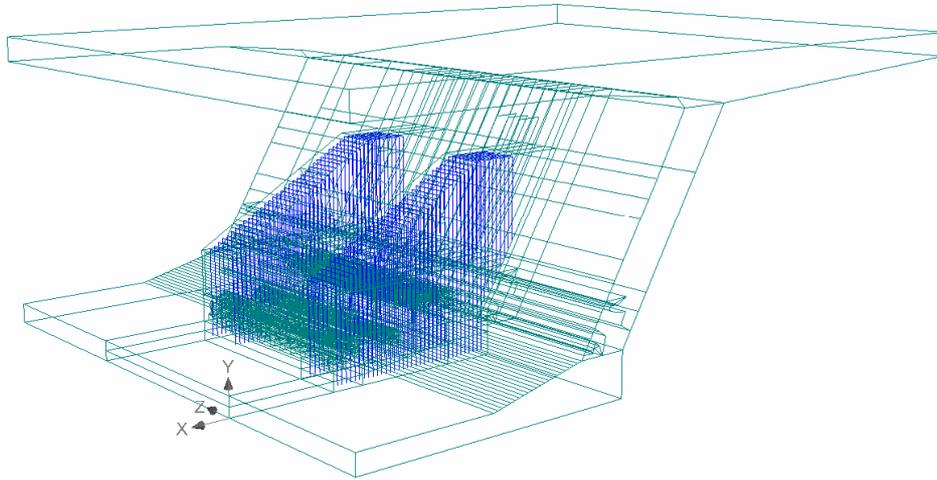


Fig. A11 Bewehrung Pos.12, Ø12 mm

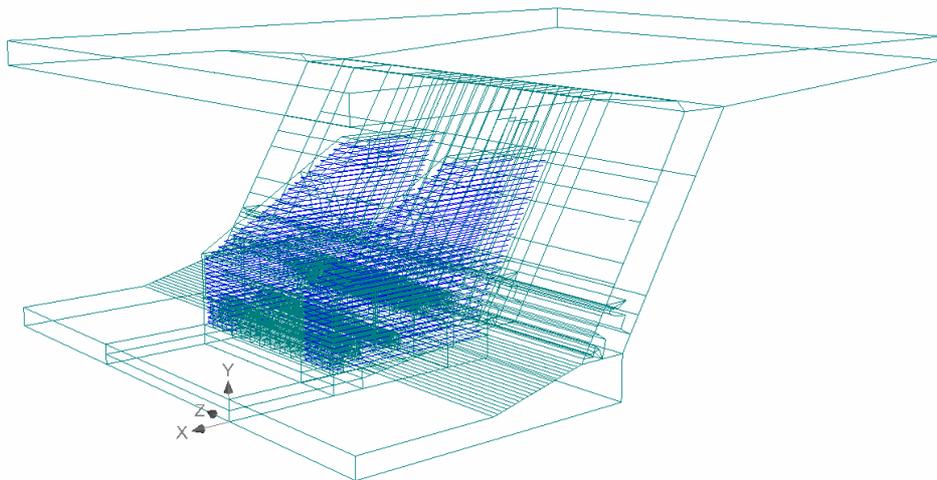


Fig. A12 Bewehrung Pos.13, Ø12 mm

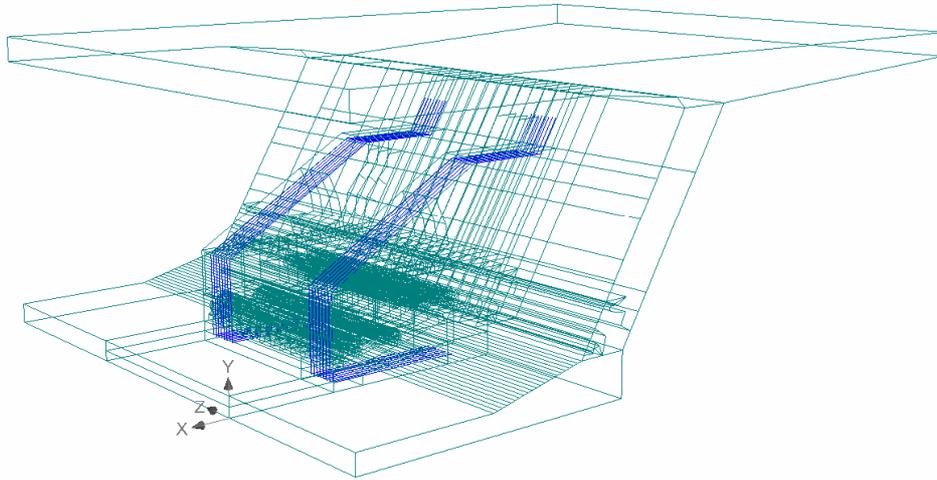


Fig. A13 *Bewehrung Pos.14, Ø12 mm*

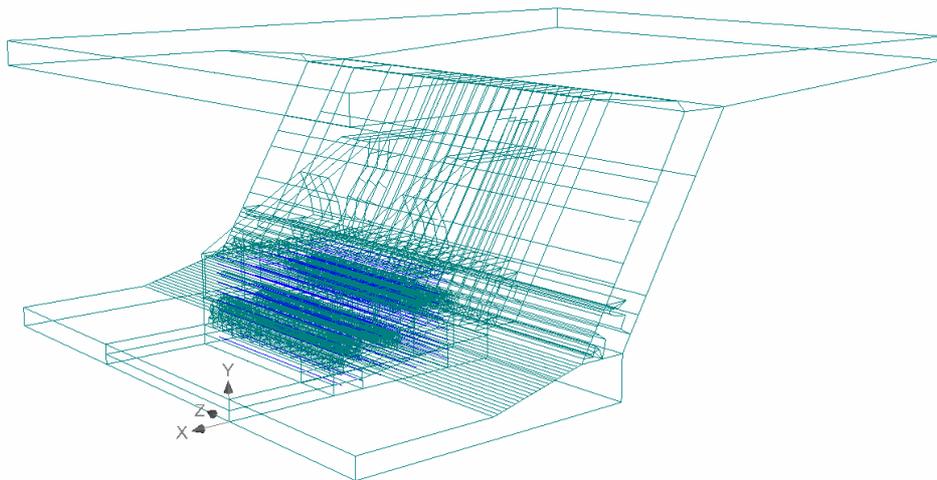


Fig. A14 *Bewehrung Pos.15, Ø12 mm*

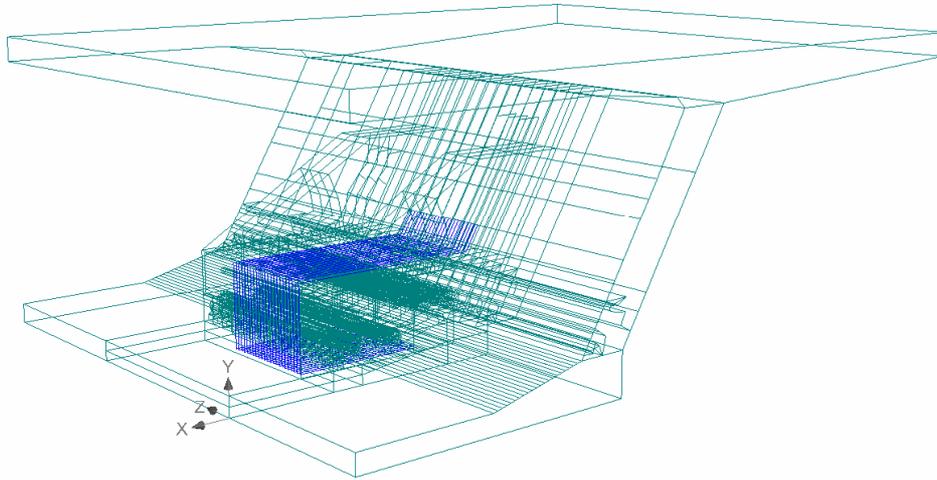


Fig. A15 Bewehrung Pos.16, Ø12 mm

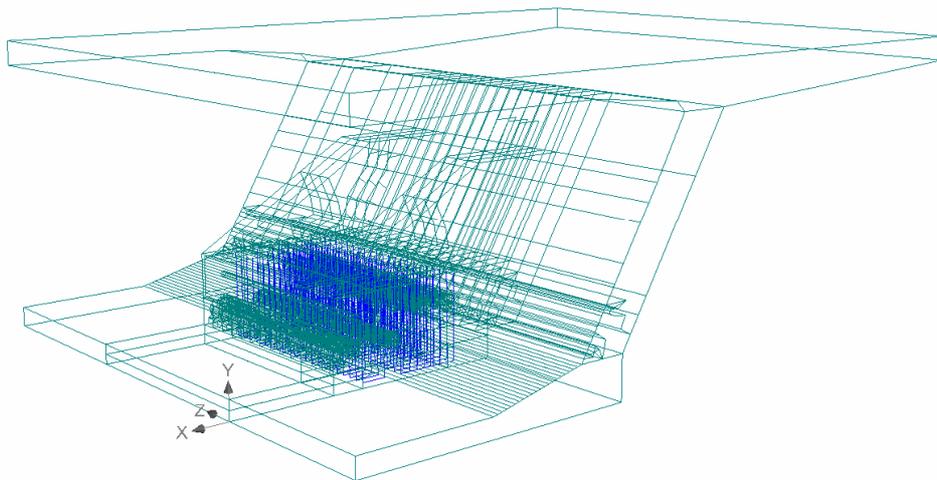


Fig. A16 Bewehrung Pos.17, Ø12 mm

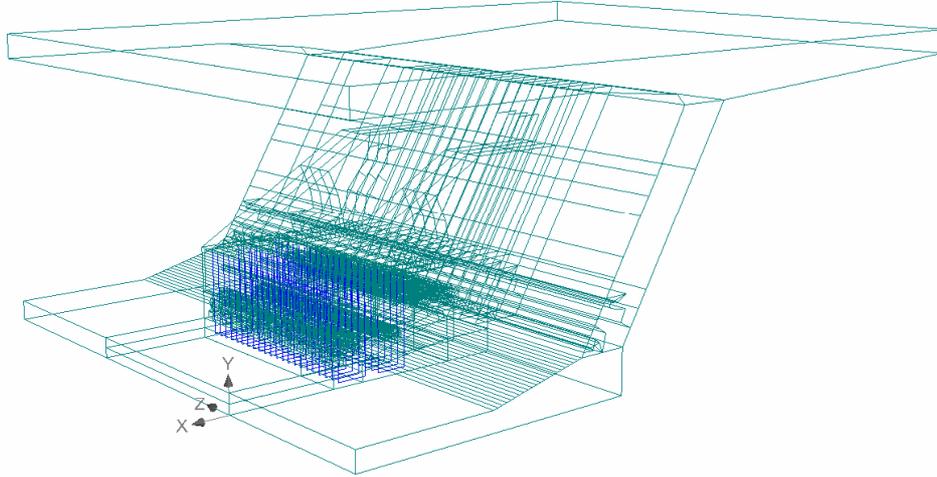


Fig. A17 Bewehrung Pos.18, Ø12 mm

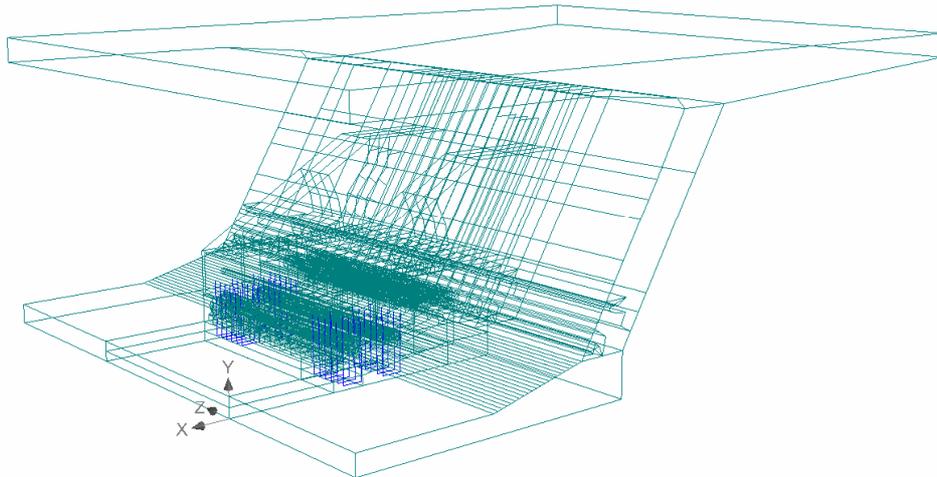


Fig. A18 Bewehrung Pos.19, Ø12 mm

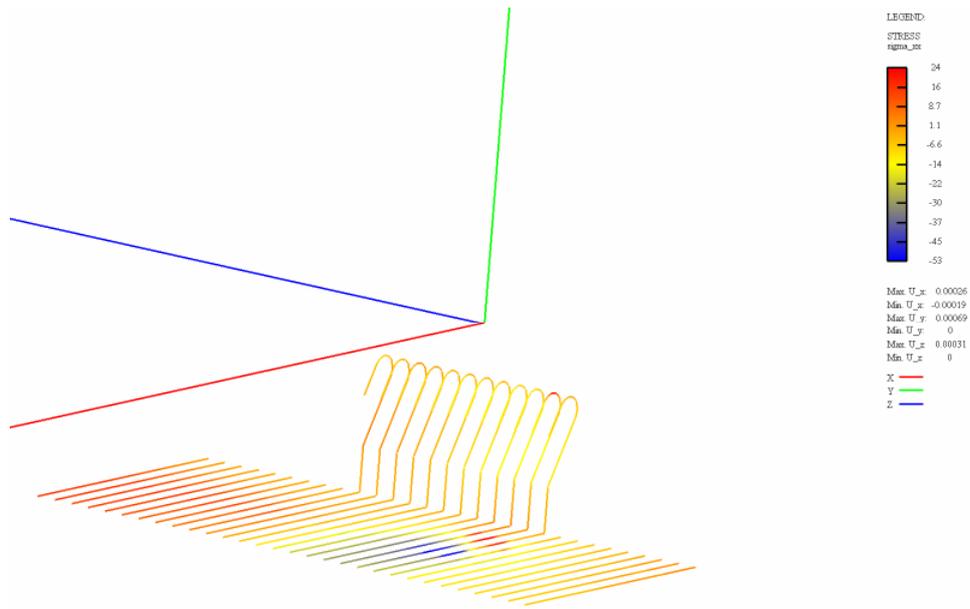


Fig. A19 Spannung in Bewehrung Pos.2

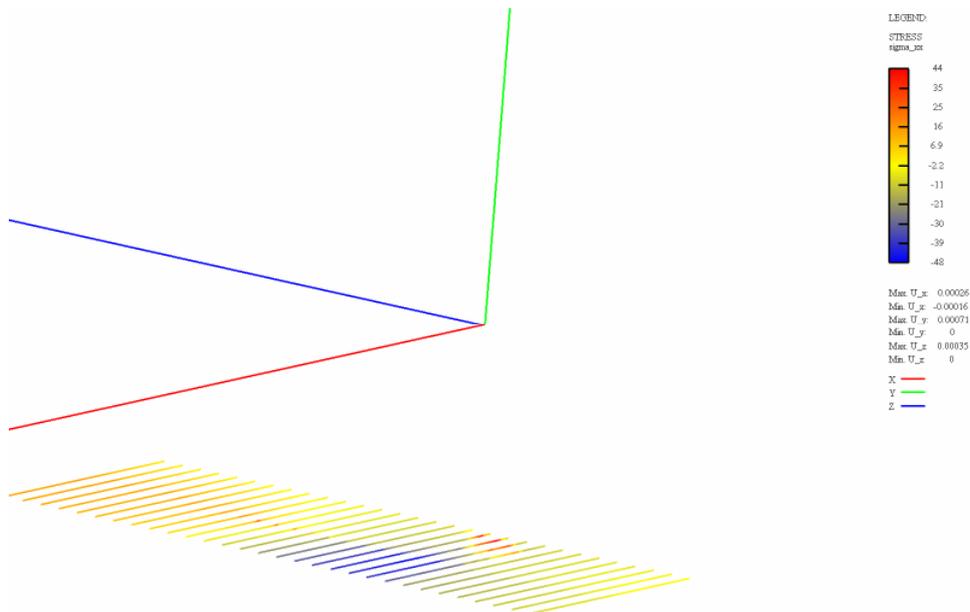


Fig. A20 Spannung in Bewehrung Pos.3

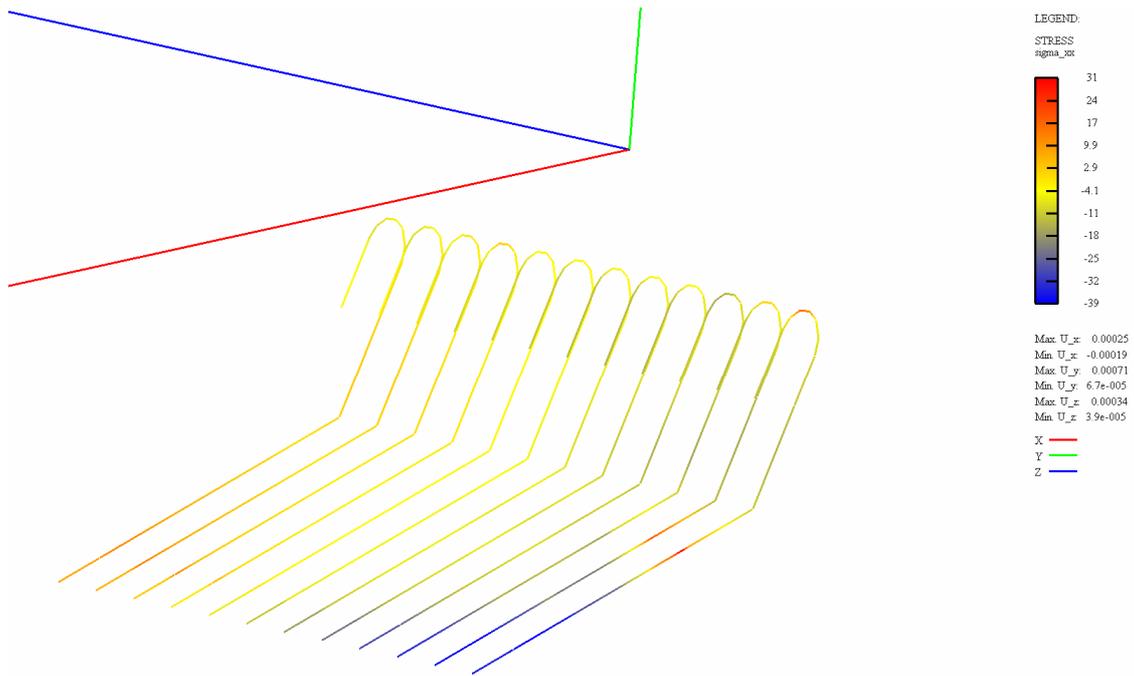


Fig. A21 Spannung in Bewehrung Pos.1 und 4

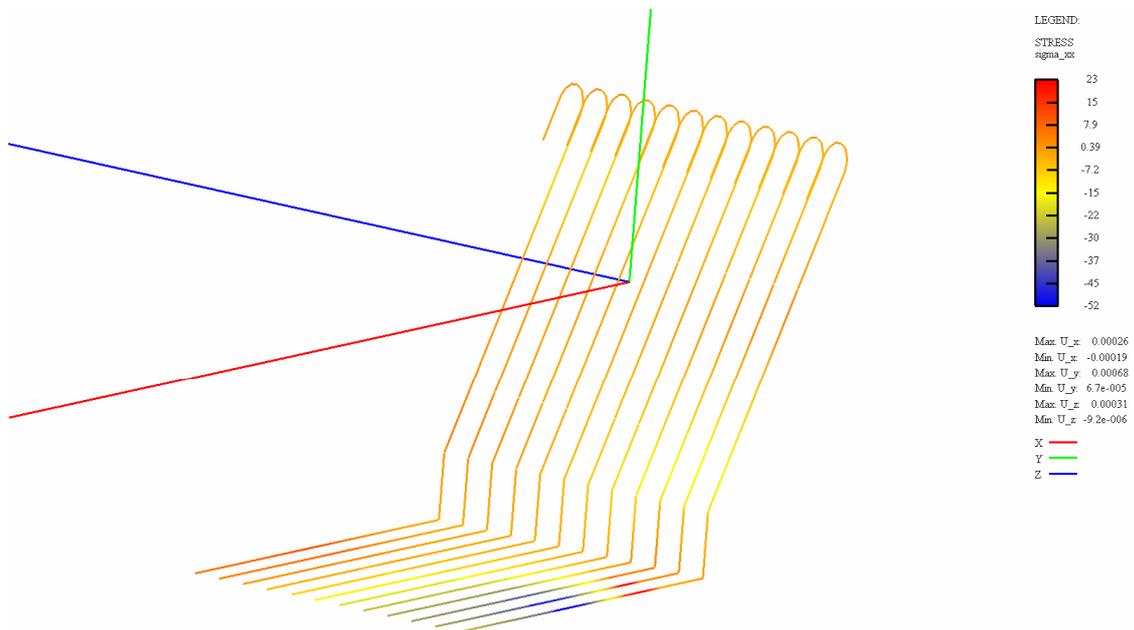


Fig. A22 Spannung in Bewehrung Pos.5

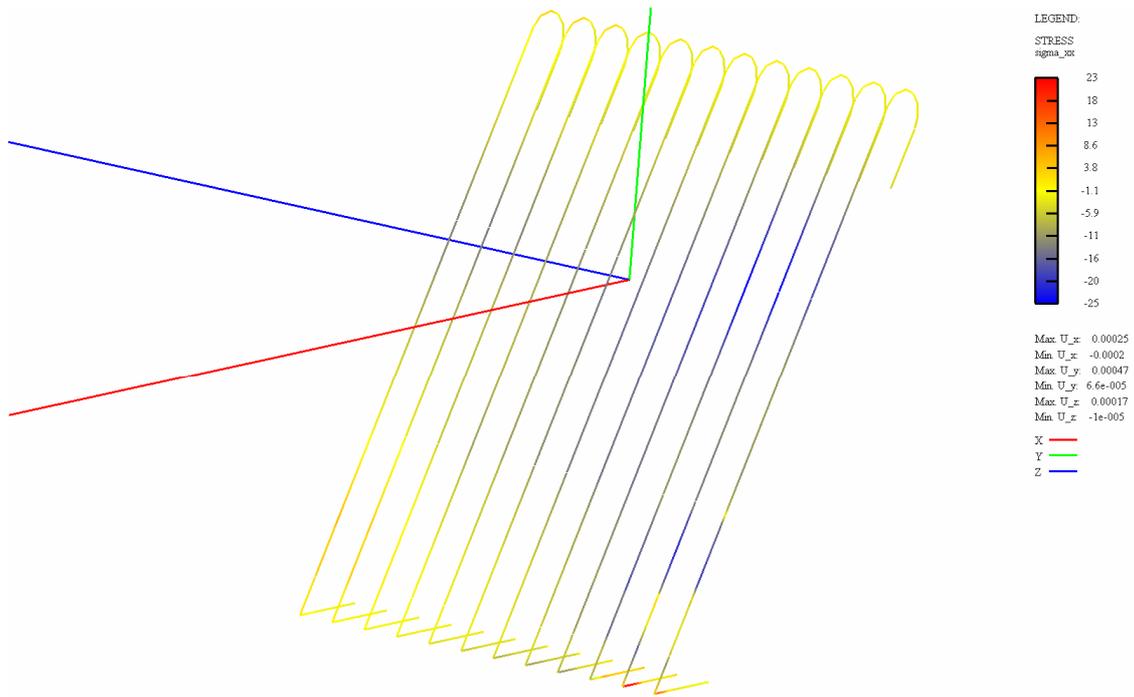


Fig. A23 Spannung in Bewehrung Pos.6

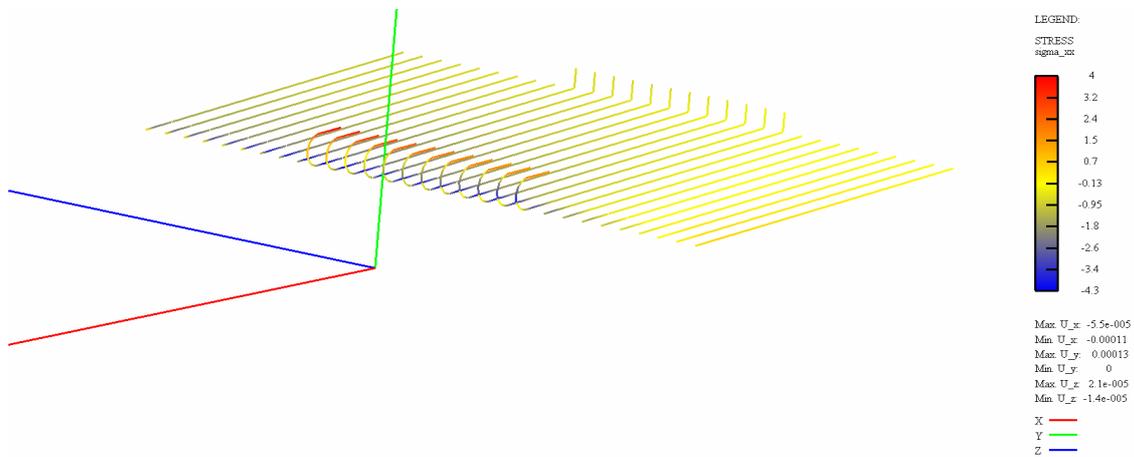


Fig. A24 Spannung in Bewehrung Pos.7

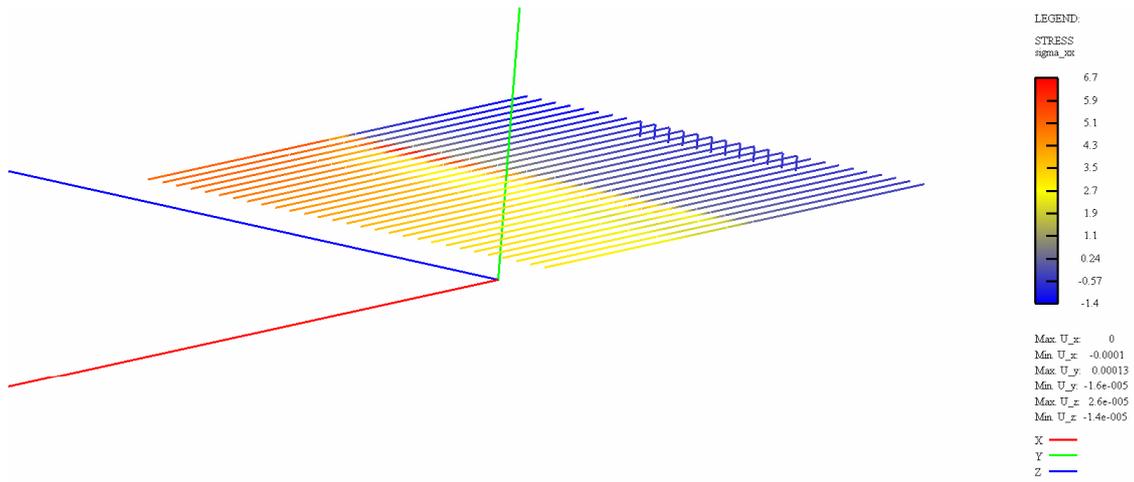


Fig. A25 Spannung in Bewehrung Pos.8

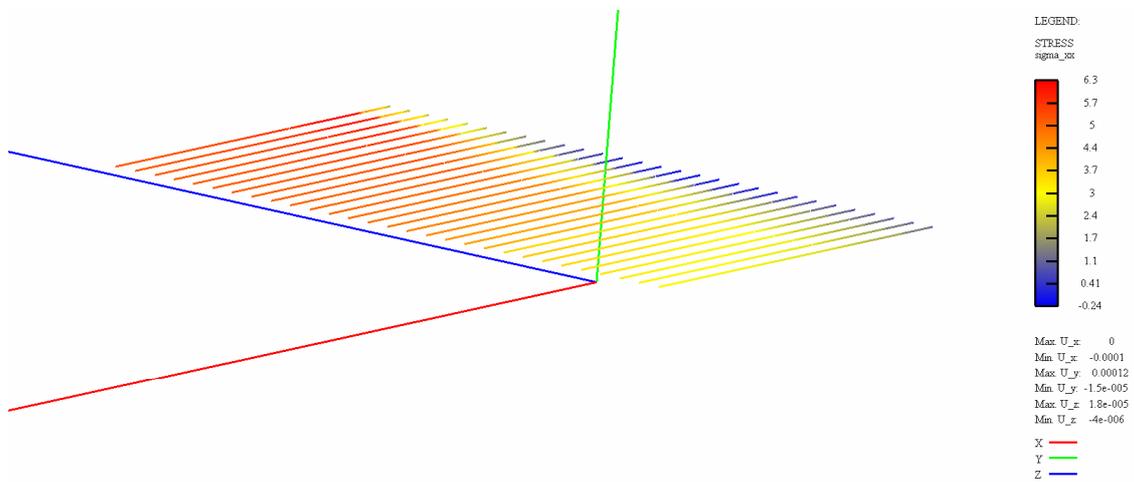


Fig. A26 Spannung in Bewehrung Pos.9

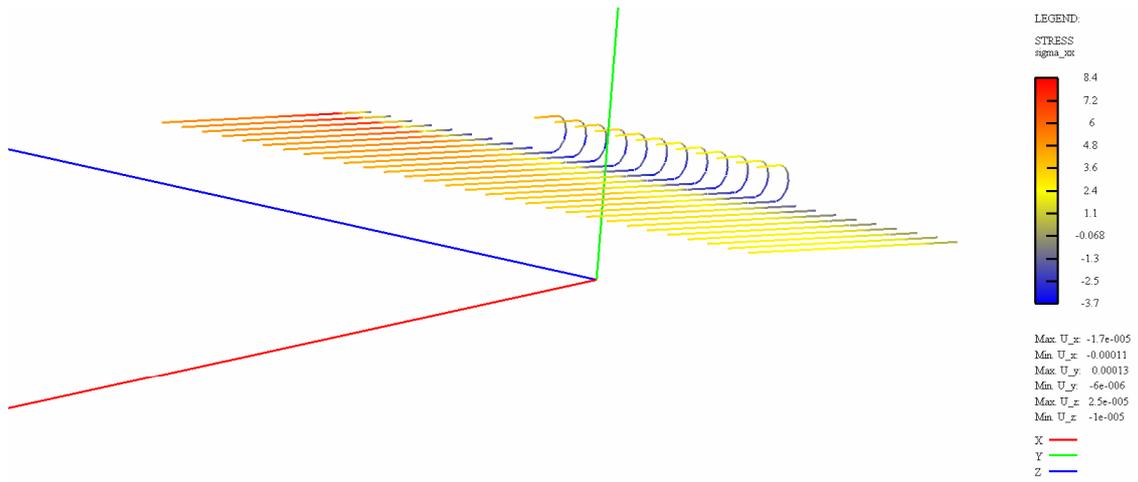


Fig. A27 Spannung in Bewehrung Pos.9

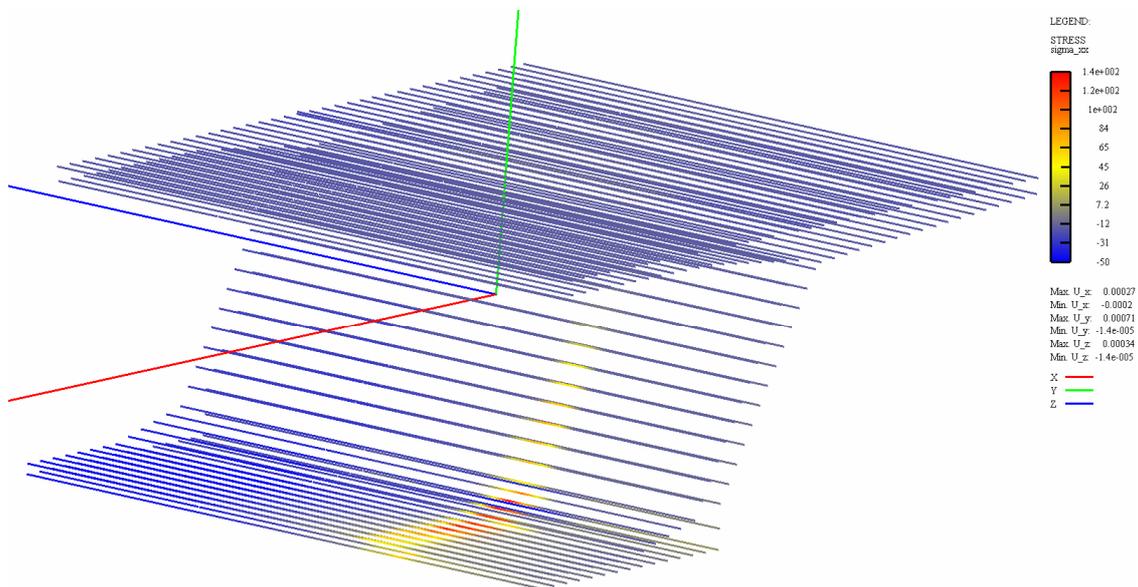


Fig. A28 Spannung in Bewehrung Pos.11

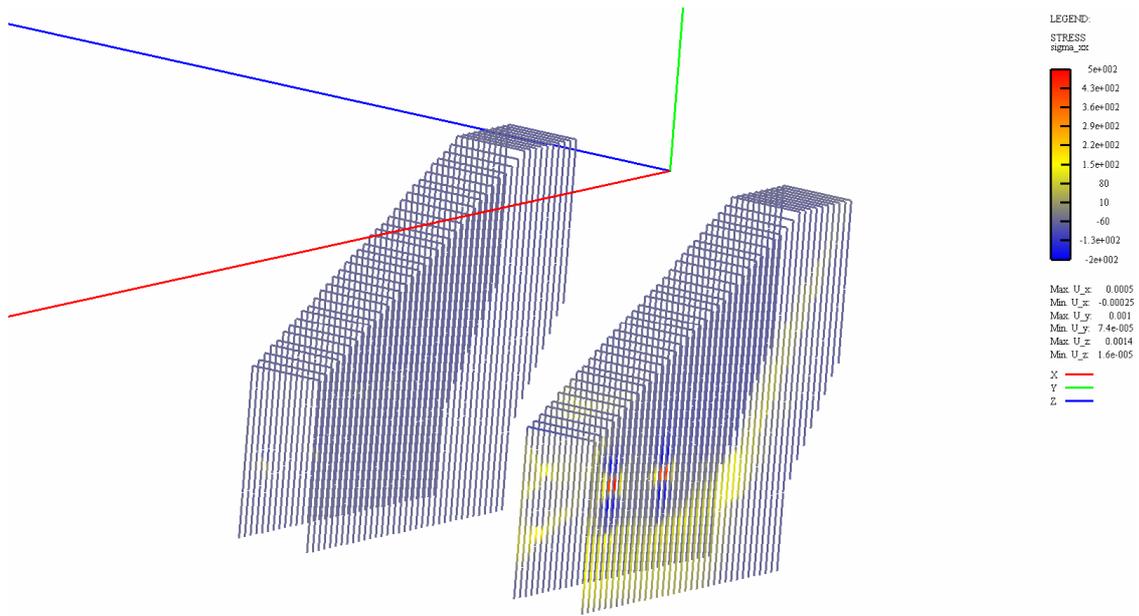


Fig. A29 Spannung in Bewehrung Pos.12

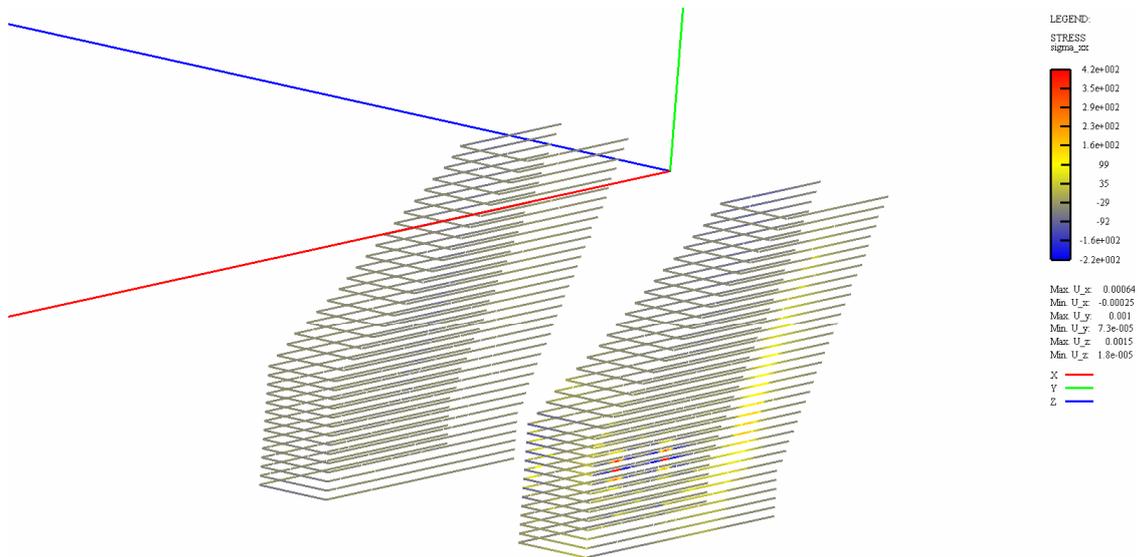


Fig. A30 Spannung in Bewehrung Pos.13

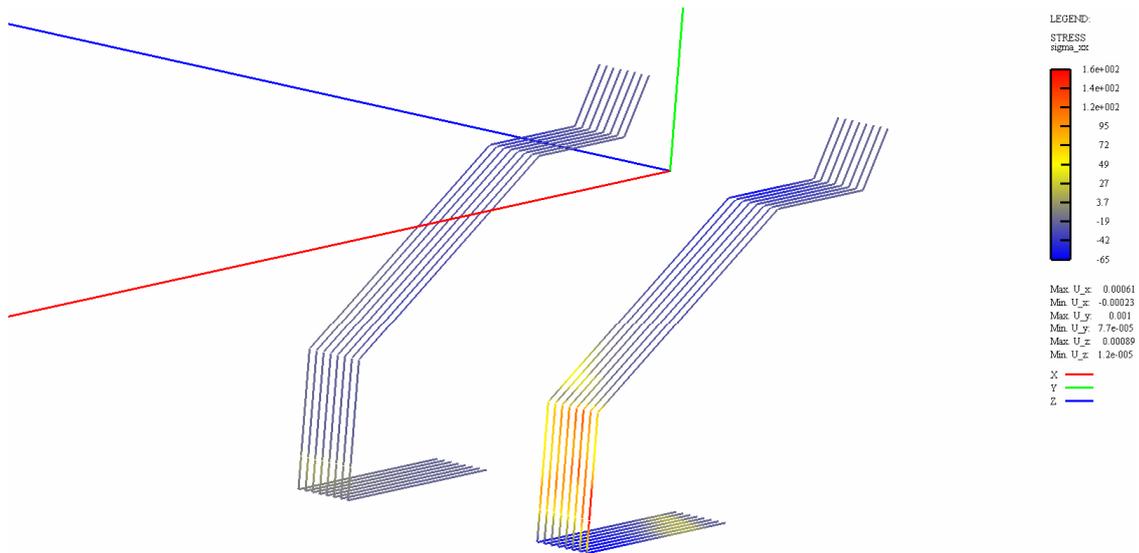


Fig. A31 Spannung in Bewehrung Pos.14

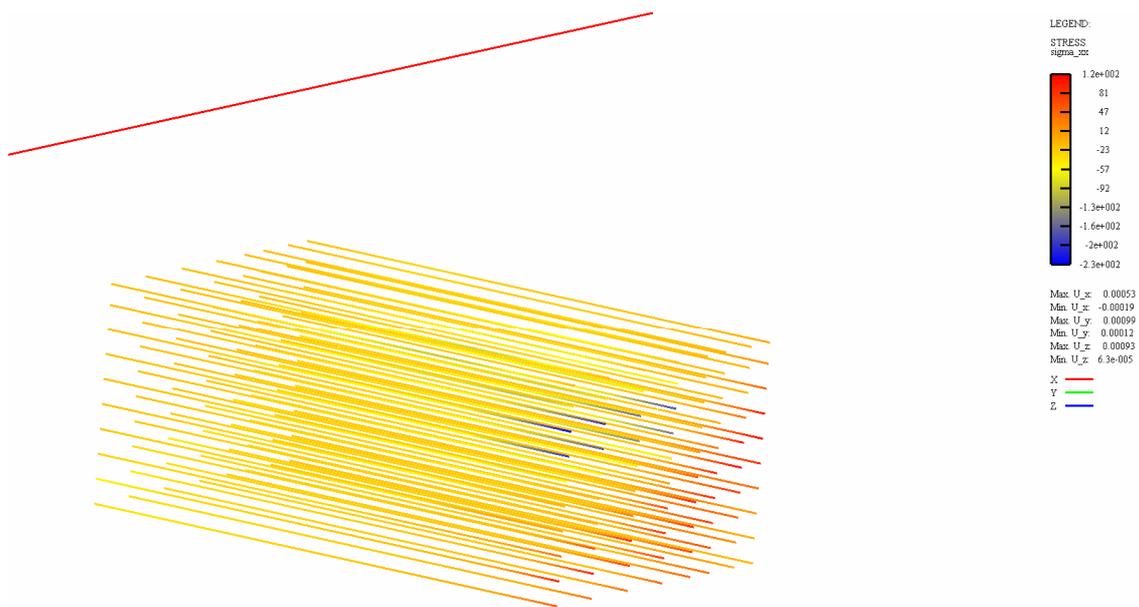


Fig A32 Spannung in Bewehrung Pos.15

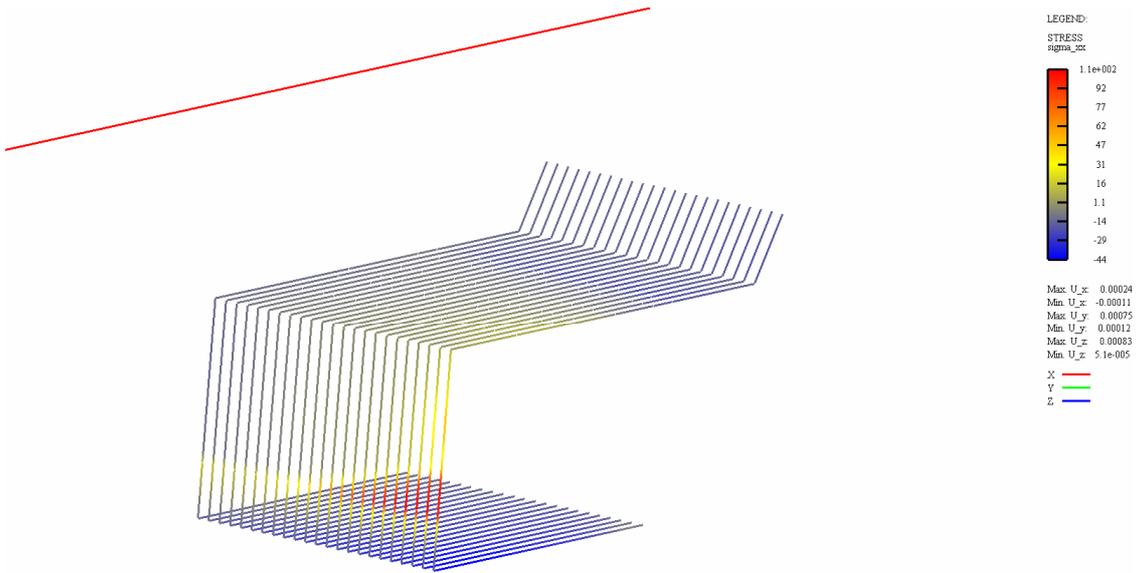


Fig. A33 Spannung in Bewehrung Pos.16

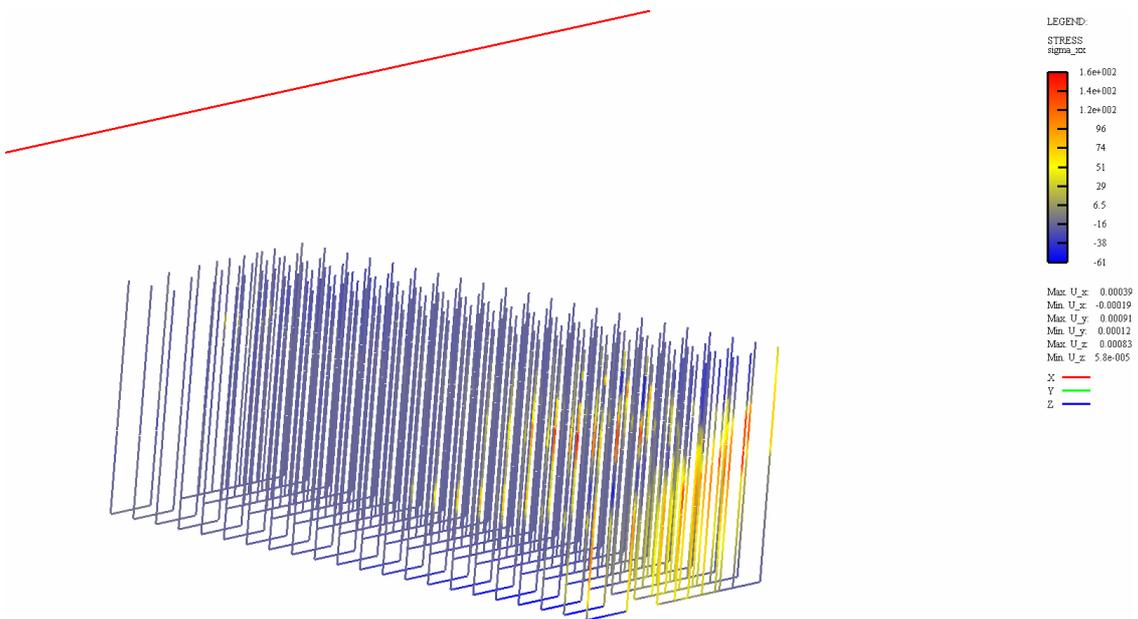


Fig. A34 Spannung in Bewehrung Pos.17

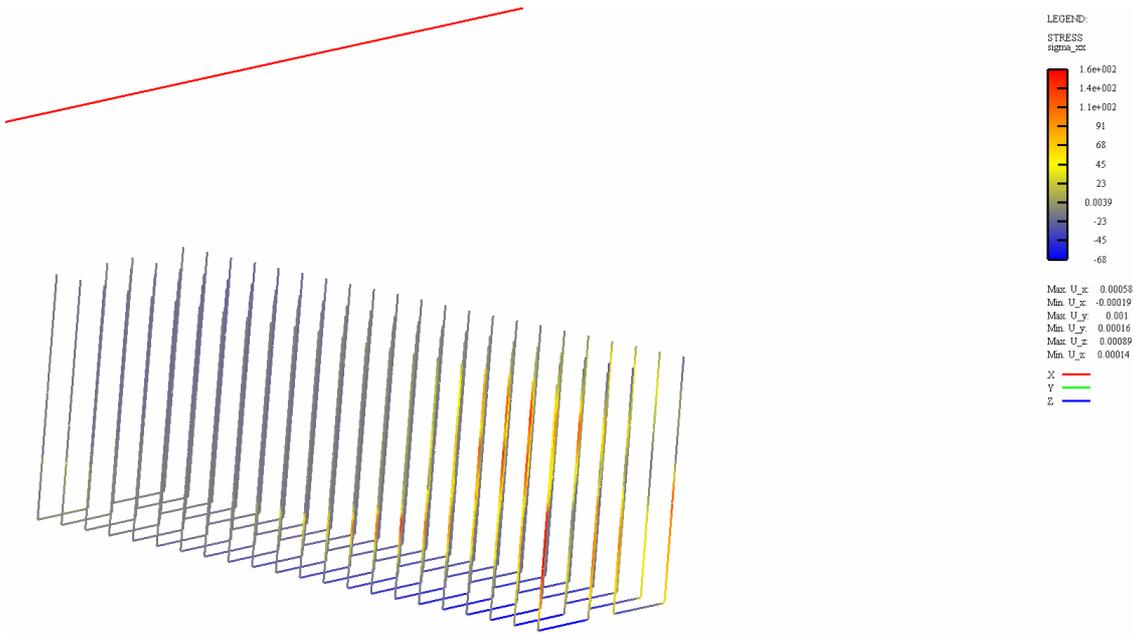


Fig. A35 Spannung in Bewehrung Pos.18

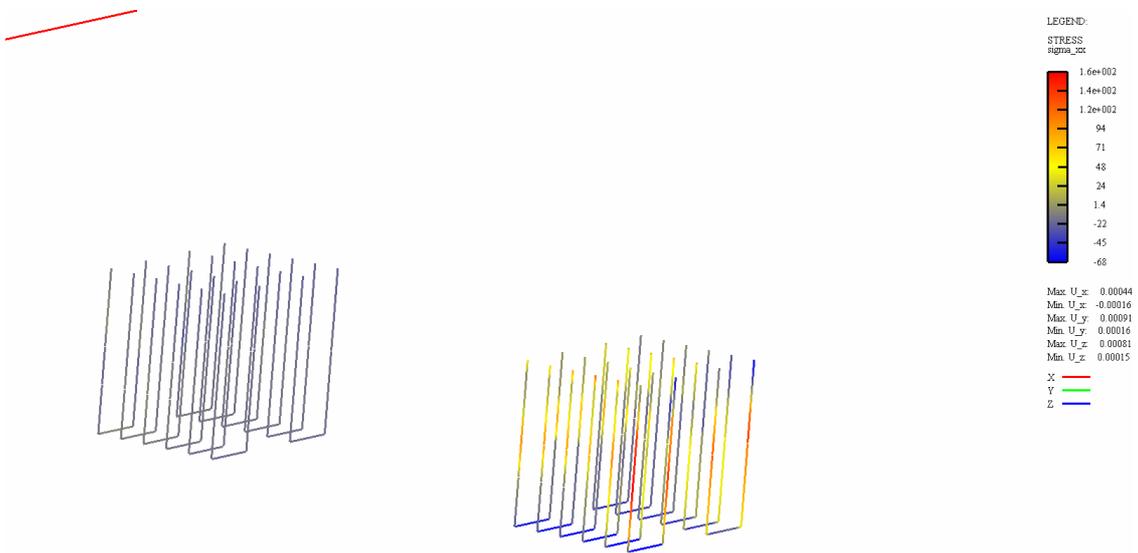


Fig. A36 Spannung in Bewehrung Pos.19

Stahlplatten
420 / 30mm

Beton = 7.5m³
Armierung = 2628kg
350kg/m³

<p>Externe Vorspannung Feldlinse / Abspannstelle</p> <p>VERSUCH / EMPA</p>	Gezeichnet :		Geprüft :	
	08.12.03		p.r.	
	Ind.	Datum	Gez.	Betrifft
	a	31.05.04	p.r.	
	b	01.07.04	p.r.	
	c			
	d			
e				
		1 : 20		
Eingesehen : Anlagermanagement Filiale Mitte, 4601 Olten		Form : 87 / 128		
		Mikrofilm Nr. :		

Anhang Bewehrungsliste Versuchsmodell I

EISENLISTE

Projektnummer:	Eisenliste Nr.: A	Datum: 17.05.04
Betrifft: Externe Vorspannung	Feldlinse / Abspannstelle	Gez.: p. r. Gepr.:
Zu Plan Nr.		

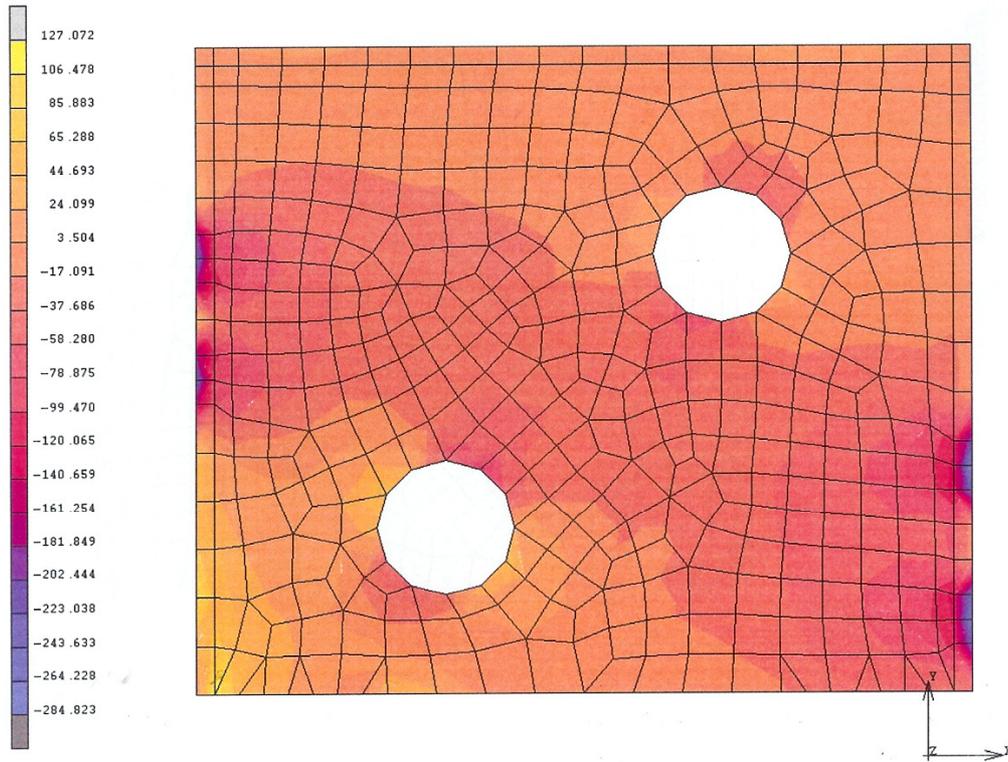
Zusammenfassung der Eisenliste						
Fix- und Lagerlängen			Meter- gewicht [kg/m]	Bearbeitet		
Ø [mm]	Länge [m]	Gewicht [kg]		Ø [mm]	Länge [m]	Gewicht [kg]
6			0.222	6		
8			0.395	8		
10			0.617	10		
12	616.00	547	0.888	12	1202.20	1068
14			1.21	14		
16			1.58	16		
18			2.00	18		
20			2.47	20		
22	125.50	373	2.98	22	214.50	640
26			4.17	26		
30			5.55	30		
34			7.13	34		
40			9.87	40		

Total Fix- und Lagerlängen		920 [kg]	Total Bearbeitet		1708 [kg]
Anzahl Positionen (ohne Lagerlängen)		58	Gesamttotal		2628 [kg]

Distanzkörbe und Stellbügel / Stützbügel				
Fabrikat	Stückzahl	Höhe [cm]	Distanzkörbe Länge total [m]	Bemerkungen

Stahl S 500 gemäss SIA-Norm 162

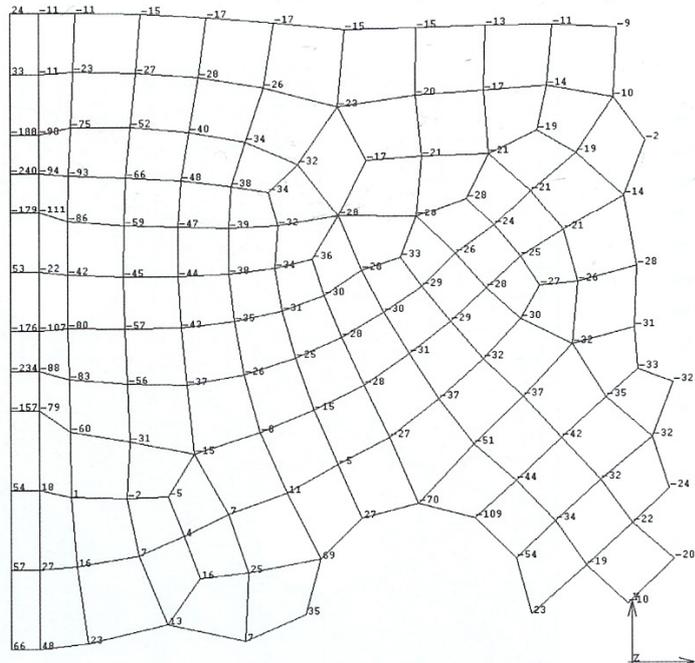
Anhang FE Beanspruchung Abspannbock



Statische_Belastung_AB

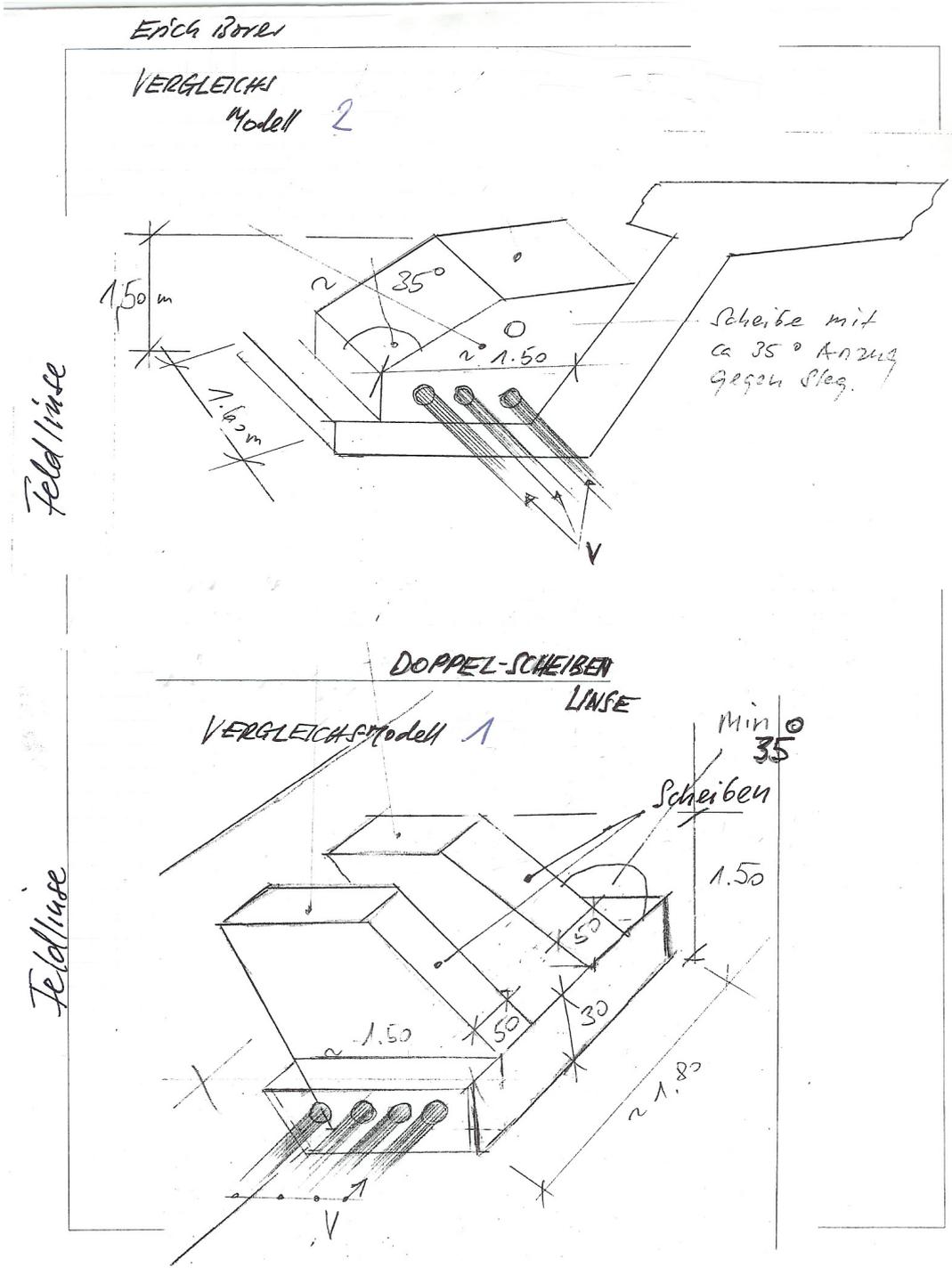
Mean Normal Stress Layer 1

Inc: 0
Time: 0.000e+000



Statische_Belastung_AB

Mean Normal Stress Layer 1



Anhang Berechnungen Empa-Versuch Abspannsystem

Belastungsversuch Feldlinse EMPA

Blatt No: 1

Lasten

Eigengewicht Feldlinse

$$G_1 = 14777700 \cdot 2500 \cdot 25 \text{ KN/m}^3 = 92.4 \text{ KN}$$

$$G_2 = 2079118 \cdot 500 \cdot 25 \text{ KN/m}^3 = 26.0 \text{ KN}$$

$$G_3 = 1255463 \cdot 1200 \cdot 25 \text{ KN/m}^3 = 37.7 \text{ KN}$$

$$\Sigma G = \underline{\underline{156.1 \text{ KN}}}$$

Abspannung d. Feldlinse

$$A_{F1} = A_{F2} = 950 \text{ KN}$$

$$A_{F3} = A_{F4} = A_{F5} = A_{F6} = A_{F7} = A_{F8} = A_{F9} = 500 \text{ KN}$$

- Abspannung Bock

$$A_{B1} = A_{B2} = \dots = A_{B8} = \text{je } 1000 \text{ KN}$$

- Belastung mit Vorspannkraft

$$P_1 = P_2 = 3000 \text{ KN}$$

Nachweise Feldlinse

Kippen

$$\Sigma M_F(A) = 0:$$

$$(P_1 + P_2) \cdot 780 - (A_{F1} + A_{F2}) \cdot 2350 - 7 \cdot A_{F3} \cdot 1142 - G \cdot 1100 - (H_1 + H_2) \cdot 310 = M_F(A)$$

$$\Sigma M_F(C) = 0:$$

$$G_1 \cdot 1734 + (G_2 + G_3) \cdot 1392 + A_{F2} \cdot 1100 + 4 A_{F6} \cdot 980 \\ + A_{F1} \cdot 395 + 3 \cdot A_{F3} \cdot 235 = M_F(C)$$

$$\sum V_F = 0!$$

$$G + 2 \cdot A_{F1} + 7 \cdot A_{F3} = V_F$$

Schwerpunkte:

$$y: \bar{y}_{S,F} = -1100 \text{ mm}$$

$$x: \bar{x}_{S,F} = 850 \text{ mm}$$

Exzentrizität:

$$e_y = M_F(A) / V_F - \bar{y}_{S,F}$$

$$e_x = M_F(C) / V_F - \bar{x}_{S,F}$$

Annahmen

$$a) H_1 + H_2 = P_1 + P_2 = 6000 \text{ KN}$$

$$b) H_1 + H_2 = 416 = (P_1 + P_2) = 4000 \text{ KN}$$

Zweiachsiges Kippen

$$e_y / b_y + e_x / b_x \leq 1/6 \quad (\text{Kraft im Kern})$$

$$a) M_F(A) = -5813710 \text{ KN mm}$$

$$M_F(C) = 3981642 \text{ KN mm}$$

$$V_F = 5556.1 \text{ KN}$$

$$e_y = 54 \text{ mm}, b_y = 2500 \text{ mm}$$

$$e_x = -133 \text{ mm}, b_x = 1700 \text{ mm}$$

$$e_y / b_y + e_x / b_x = 0,1 \leq 0,16$$

$$b) M_F(A) = -5193710 \text{ KN mm}$$

$$M_F(C) = 3981642 \text{ KN mm}$$

$$V_F = 5556.1 \text{ KN}$$

$$e_y = 165 \text{ mm}, b_y = 2500 \text{ mm}$$

$$e_x = -133 \text{ mm}, b_x = 1700 \text{ mm}$$

$$e_y/b_y + e_x/b_x = 0,14 \leq 0,16 = 1/6$$

$$\Delta A_{F1} = \Delta A_{F2} = 1/2 \cdot \Delta H \cdot 310 / 2350 = 132 \text{ KN}$$

$$A_{F1} = A_{F2} = 870 \text{ KN}$$

$$a) M_{F(A)} = -5517650 \text{ KN mm}$$

$$M_{F(C)} = 3908292 \text{ KN mm}$$

$$V_F = 5466.1 \text{ KN}$$

$$e_y = 91, b_y = 2500 \text{ mm}$$

$$e_x = -135, b_x = 1700 \text{ mm}$$

$$e_y/b_y + e_x/b_x = 0,12 \leq 0,16 = 1/6$$

$$b) M_{F(A)} = -4897650 \text{ KN mm}$$

$$M_{F(C)} = 3908292 \text{ KN mm}$$

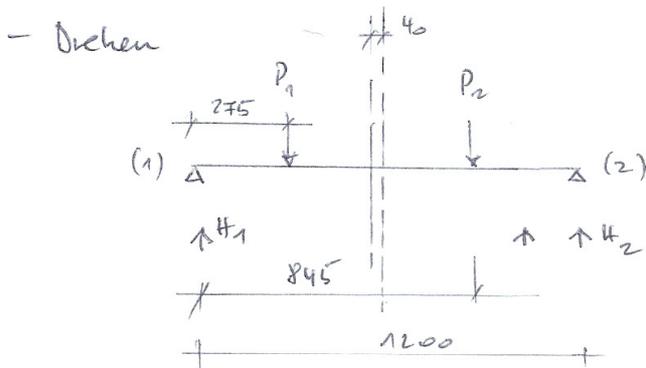
$$V_F = 5466.1 \text{ KN}$$

$$e_y = 204 \text{ mm}, b_y = 2500 \text{ mm}$$

$$e_x = -135 \text{ mm}, b_x = 1700 \text{ mm}$$

$$e_y/b_y + e_x/b_x = 0,16 \leq 0,16 = 1/6$$

⇒ Abspannung der Feldlinse an Pos 1,2 = mind 870 KN



$$\sum \eta_{(1)} = 0:$$

$$P_1 \cdot 275 + P_2 \cdot 845 - H_2 \cdot 1200 = 0$$

$$H_2 = 2800 < 4000 \text{ KN}$$

$$\sum V = 0:$$

$$P_1 + P_2 - H_2 - H_1 = 0$$

$$H_1 = 3200 \text{ KN} < 4000 \text{ KN}$$

während d. Vorspannens

$$P_1 \neq P_2$$

$$\text{Annahme: } P_1 = 3000 \text{ KN}$$

$$P_2 = 2000 \text{ KN}$$

$$H_2 = 2996 \text{ KN} < 4000 \text{ KN}$$

$$H_1 = 3004 \text{ KN} < 4000 \text{ KN}$$

Exzentrischer Lastangriff während d. Vorspannens. i.o!

$$\left. \begin{array}{l} \max H_1 = 3200 \text{ KN} \\ \max H_2 = 2996 \text{ KN} \end{array} \right\} \text{ Bemessung "Böcke"}$$

$$\Delta H = 2000 \text{ KN} \quad (\text{Fall b})$$

$$V_F = 5466 \cdot 1 \text{ KN}$$

$$H = \mu \cdot V \quad \mu = 0,37$$

$$\mu_{\text{roch}} = 0,50$$

Nachweis Böcke

$$\text{Max } H = 3200 \text{ KN}, (\text{Fall a}) \text{ Feldlinse}$$

- Kippen:

$$\sum M_B(B) = 0$$

$$\text{Max } H (780 - 310) - 2 \cdot A_{B1} \cdot 360 - 2 \cdot A_{B5} \cdot 1560 = M_B(B)$$

$$\sum V = 0:$$

$$4 \cdot A_{B1} = V_B \quad (\text{Eigengewicht vernachlässigt})$$

$$e_y / (1200 + 2 \cdot 160) \leq 1/6$$

$$e_y = M_B(B) / V_B \quad \bar{y}_{S, B}$$

$$\bar{y}_S = 780 \text{ mm}$$

$$M_B(B) = -2336000 \text{ kNm}$$

$$V_B = 4000 \text{ KN}$$

$$e_y = 196 \text{ mm}$$

$$e_y / 1560 = 0,13 \leq 0,16 = 1/6 \quad \text{io!}$$

- Gleiten:

$$\Delta H = 0$$

(Fall b) Feldlinse

- Kippen

$$\sum M_B(B) = 0:$$

$$\max H \left(780 - \frac{2}{3} \cdot 310\right) - 2A_{B1} \cdot 360 - 2A_{B5} \cdot 1560 = M_B(B)$$

$$M_B(B) = -2005333.3 \text{ KN mm}$$

$$e_y = 278 \text{ mm}$$

$$e_y / 1560 = 0.18 \stackrel{?}{\leq} 0.16 = 1/6$$

$$\leq 0.33 = 1/3$$

$$1/3 \max H = 1067 \text{ KN} \quad \text{Abtragung über Gewinde (4x)}$$

H. Hamn (Em. Prof. ETH/z)

Die Konstruktion des grossen Abspannbodens
an der EMPA in Dübendorf, Schweizerische Bauzeitung

Sonderdruck Jahrg. 83, Heft 28, 15.7.1965, Zürich

Ankerstelle für 200t (2000kN) als Zug, Druck, Schubbelastung
ausgelast.

Mörtelpressung

Abspannstelle 1-2

max. (1) Variante = Gewindesteuer $\phi 60 \text{ mm}$

Ankerplatte: $260 \times 260 \times 60 \text{ mm}^3$

Loch: $\phi 70 \text{ mm}$

$$\text{Mörtelspannung } \sigma_{m1-2} = 150 \cdot 10^3 \text{ N} / (260^2 - \pi/4 \cdot 70^2)$$

$$\sigma_{m1-2} = 14.5 \text{ MPa} \leq 50 \text{ MPa Betec}$$

Nachweis der Stahlbauteile

- Bock (Variante 3, Stabwerksystem)

Zugstab

$$\max N = 1676 \text{ kN} \quad (\text{Stab 10})$$

$$N_d = \gamma_F \cdot \max N = 1.35 \cdot 1676 \text{ kN} = 2263 \text{ kN}$$

$$\sigma_d = N_d / A$$

$$A = 35 \cdot h \quad \text{gew } h = \text{ m}$$

$$\sigma_{R,d} = f_{yk} / \gamma_m \quad \gamma_m = 1.1$$

$$= 360 / 1.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{R,d} = 327 \text{ MPa}$$

$$\sigma / \sigma_{R,d} = 2263 \cdot 10^3 \text{ N} (35 \cdot h) / 327 \leq 1$$

$$\text{mind } h \leq 198 \text{ mm} \quad \text{gewählt } h = 200 \text{ mm}$$

Knickstab

$$\text{mind } N = -1996 \text{ kN} \quad (\text{Stab P}) \quad \gamma_F = 1.35$$

Abgrenzung Biegeknicknachweis

$$N_d / (0.1 \cdot N_{ki,d}) \leq 1$$

$$N_{ki,d} = \hat{\Pi}^2 \cdot (E \cdot I) / s_k^2$$

$$(E \cdot I) / s_k = E I / \gamma_{E,m} \quad , \quad s_k = \beta \cdot l$$

$$l = 4.7 \text{ m}$$

$$\beta = 1$$

$$\gamma_m = 1.1$$

$$E I = 210000 \cdot 35 \cdot 200 = 1470 \cdot 10^6$$

$$(E I) / d = 1.336 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$s_k = 1 \cdot 4.7 = 4.7 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad N_{ki,d} = 597 \text{ kN}$$

Planmäßig mittiger Druck

$$s_k = \beta \cdot l$$

$$\beta = 1$$

$$l = 4.70 \text{ m}$$

$$\lambda_k = s_k / i$$

$$i = \sqrt{I / A} \quad I = 200 \cdot 35^3 / 12, \quad A = 35 \cdot 200$$

$$i = 10,1 \text{ mm}$$

$$\lambda_k = 4700 / 10,1 = 465$$

$$\bar{\lambda}_k = \lambda_k / \lambda_a$$

$$\lambda_a = \pi \cdot \sqrt{E / f_{y,k}} \quad f_{y,k} = 215$$

$$\lambda_a = 98,2$$

$$\bar{\lambda}_k = 465 / 98,2 = 4,74 \text{ Knickspannungskurve C}$$

$$\geq 3,0 \text{ (vereinfachend)}$$

$$k = 1 / \left[\sqrt{\bar{\lambda}_k} \cdot (\Omega_k f_a) \right]$$

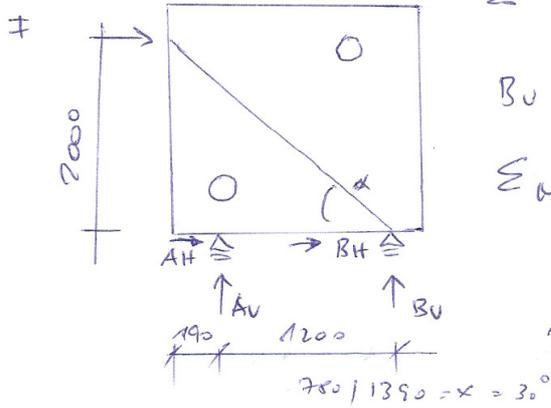
$$\alpha (c) = 0,49$$

$$k = 0,04$$

$$N_{pl,d} = G_{R,d} \cdot A = 327 \cdot 35 \cdot 200 = 2289 \text{ kN}$$

$$N_d / (k \cdot N_{pl,d}) = 2263 / (0,04 \cdot 2289) = 247 \leq 1$$

- Boch / u. Prof Hanni ET4/2



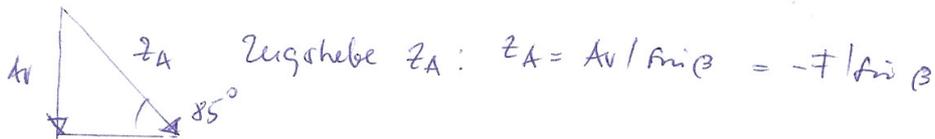
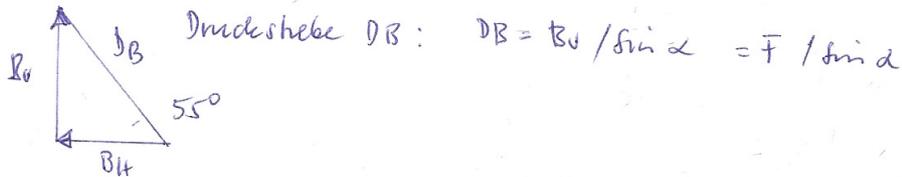
$$\sum M_A = 0: F \cdot 1200 = B_V \cdot 1200$$

$$B_V = F \rightarrow A_V = -F$$

$$\sum M(B) = 0: A_H \cdot 1200 = B_H \cdot 1200$$

$$A_H = B_H$$

$$\tan \alpha = 2000 / 1390 = 1.44 \quad \alpha = 55^\circ \quad \beta = \arctan 2000 / 190 = 85^\circ$$



$$F = 2000 \text{ kN}, \quad D_B = 2442 \text{ kN}, \quad Z_A = -2008 \text{ kN}$$

Widerstand Benten §1A 263

$$b_{\text{eff}} = \rho \cdot b_c \quad b_c = 35 \text{ mm}$$

(näherungsweise)

$$\rho = 0,9 / \lambda_p$$

$$E_{\text{cr}, p} = k \cdot E$$

$$E_{\text{cr}, p} = \pi^2 \cdot E / 12 (1 - \nu^2) \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \approx 0,9 E \left(\frac{t}{b}\right)^2$$

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{f_y / \sigma_{cr,p}}$$

$$t = 35 \text{ mm}$$

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$E = 210\,000 \text{ MPa}$$

$$G_E = 1447 \text{ MPa}$$

$$k = 6,97 \quad (\text{für } 263 \text{ Tab. 8})$$

$$\sigma_{cr,p} = 10\,086 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,13 \quad f_y = 180 \text{ MPa}$$

$$b_{eff} = 0,13 \cdot 400 \text{ mm} = 52 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{Knick ab der Höhe } h = b_{eff} = 52 \text{ mm}$$

$$d = 35 \text{ mm Dicke}$$

Knicken

$$\alpha = 0,49 \quad (\text{Knickspannungskurve c})$$

$$\bar{\lambda}_k = \sqrt{A_{eff}/A} \cdot \sqrt{f_y / \sigma_{cr,k}}$$

$$A_{eff} = b_{eff} \cdot d = 52 \cdot 35 = 1820$$

$$A = b \cdot d = 400 \cdot 35 = 14\,000$$

$$f_y = 180 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cr,k} \text{ (am Vollquerschnitt)} = \frac{\pi^2 E I}{L_k^2 \cdot A}$$

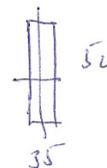
$$I = 52 \cdot 35^3 / 12 = 18\,5792 \text{ mm}^4$$

$$A = 400 \cdot 35 = 14\,000 \text{ mm}^2$$

$$L_k = \sqrt{1200^2 + (186 + 7200)^2} = 1833 \text{ mm}$$

$$\sigma_{cr,k} = 8,2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_k = 1,7$$



$$\phi_k = 0,15 [1 + \alpha (\bar{\lambda}_k - 0,2) + \bar{\lambda}_k^2] = 2,13$$

$$k_k = 1 / \left[\phi_k + \sqrt{\phi_k^2 - \bar{\lambda}_k^2} \right] \leq 1,0$$

$$= 0,26$$

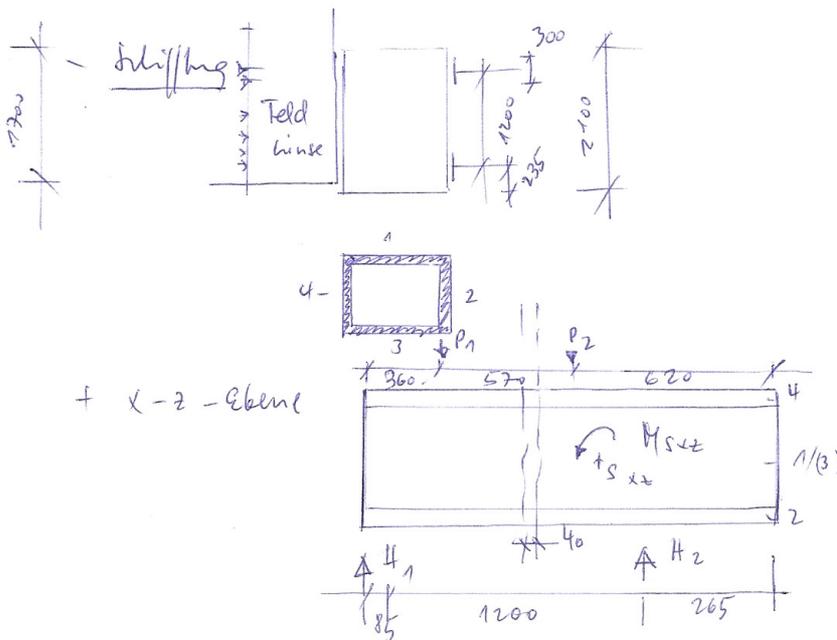
$$N_{k,Rd} = k_k \cdot f_y \cdot A / \gamma_{M1} \quad \gamma_{M1} = 1,05$$

$$= 624 \text{ kN}$$

$$N_d = D_B \cdot k_F = 2442 \cdot 1,35 \quad \gamma_F = 1,35$$

$$= 3297 \text{ kN} \gg 624 \text{ kN}$$

nicht i.o.!!



Innenvertäufelung zwischen Feldlinse und Platte 4

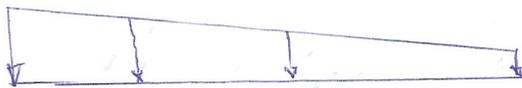
$$M_{sxz} = + P_1 \cdot (1550/2 - 360) - P_2 (1550/2 - 620)$$

$$P_1 = P_2 = 3000 \text{ kN}$$

$$M_{sxz} = + 780\,000 \text{ kN mm}$$

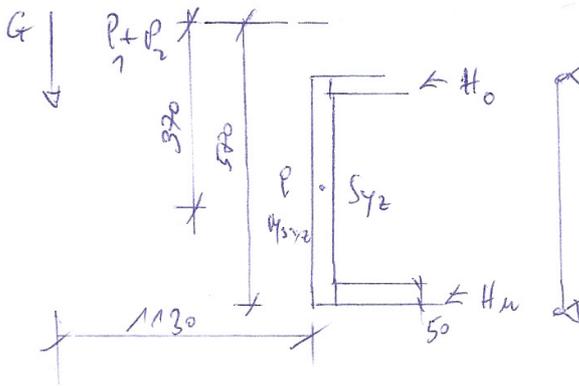
$$e_{sxz} = M_s / (P_1 + P_2) = 130$$

$$e_s / 1550 = 0,08 \leq 0,16 \Rightarrow \text{Kraft im Kern}$$



$\sigma_{xz} \downarrow$

+y-z - Ebene

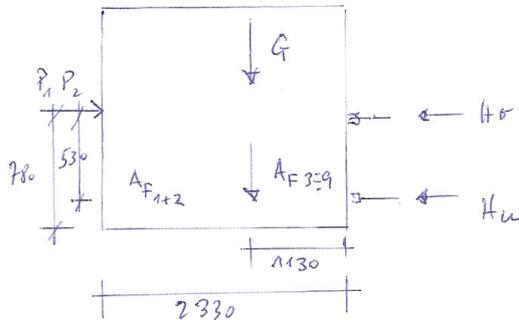


$$\sum M(u) = 0 = (P_1 + P_2) \cdot (580 - 50) - H_0 (420 - 100) - G \cdot 1130$$

$$H_0 = 9386 \text{ kN}$$

$$\sum M = 0: H_1 = (P_1 + P_2) \cdot H_0 = 3386 \text{ kN}$$

mit Abstützung d. Normalkräfte



$$\sum M(x) = 0: (P_1 + P_2) \cdot 530 - (A_{F1} + A_{F2}) \cdot 2330 - \left(\sum_3^4 A_{Fj} + G \right) \cdot 1130 - H_0 \cdot 320$$

$$H_0 = -17536 \text{ kN}$$

$$H_u = 23536 \text{ kN}$$

Unrealistisch, Feldlinse
dreht nicht gegen Uhrzeigersinn = gegen Spannboden

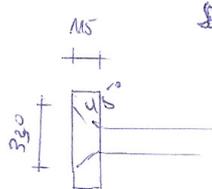
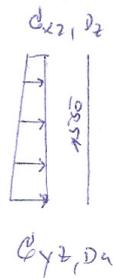
Nachweis d. Feldlinse: Kraft im Kern \rightarrow überall Druckspannungen und kein Abheben möglich!

$$e_{y2} = 420/2 - 50 = 160$$

$$\Rightarrow \max H_0 = 6000 \text{ kN}, H_u = 0 \rightarrow e_{y2} = 420 = 0,38 \times \frac{1}{3}$$

klaffende Fuge

Betonspannen Platte 4



$$\sigma_{x2, D} = \frac{6000}{1550 \cdot 330} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{130}{1550} \right)$$

$$\sigma_{x2, D1} = 17.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{x2, D2} = 5.8 \text{ MPa}$$

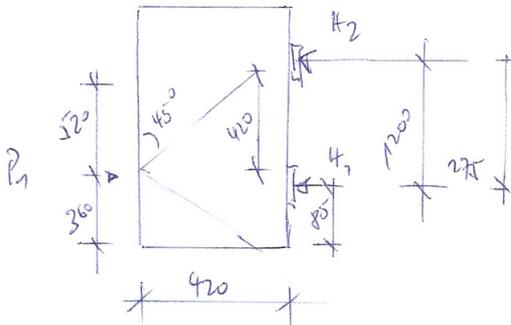
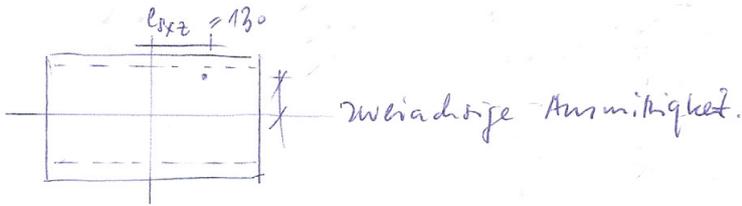
verf. m. Betondruckfähigkeit

Max σ_{x2} an Ecke Feldlinse

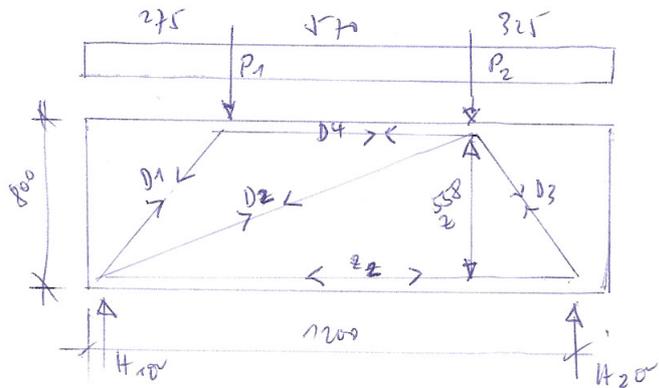
+ Nachweis

$$\left| \begin{array}{l} X-Z-E \\ \leftarrow H_2 = H_{20} + H_{2u}^0 = 2800 \\ \leftarrow H_1 = H_{10} + H_{1u}^0 = 3200 \end{array} \right.$$

$$\left| \begin{array}{l} Y-Z-E \\ \leftarrow H_0 = H_{10} + H_{20} = 6000 \\ \leftarrow H_{1u} = H_{1u}^0 + H_{2u}^0 = 0 \end{array} \right.$$



Von P_1 geht H_2 u. H_1



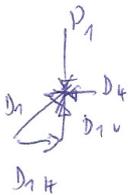
Annahme: Druckstrebenbreite

$$b_D = 284 \text{ mm}$$

Hebelarm $D_1 z_1$:

$$z = 558 \text{ mm} \quad \text{Zugstrebenbreite } b_2 = 200 \text{ mm}$$

$$H_{1\alpha} = 3200 \text{ kN}, \quad H_{2\alpha} = 2800 \text{ kN}, \quad P_1 = P_2 = 3000 \text{ kN}$$



$$D_{1V} = P_1 = 3000 \text{ kN}$$

$$D_{1H} / D_{1V} = 275 / 558 \rightarrow D_{1H} = D_4 = 1478 \text{ kN}$$

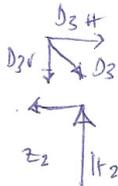
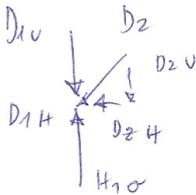
$$D_1 = 3344 \text{ kN}$$

$$D_{2V} = H_{1\alpha} - D_{1V} = 3200 - 3000 = 200 \text{ kN}$$

$$D_{2H} / D_{2V} = [570 + 275] / 558 \rightarrow D_{2H} = 303 \text{ kN}$$

$$z_2 = D_{1H} + D_{2H} = 1781 \text{ kN}$$

$$D_2 = 363 \text{ kN}$$



$$D_{3V} = H_{2\alpha} = 2800 \text{ kN}$$

$$D_3 = 3318 \text{ kN}$$

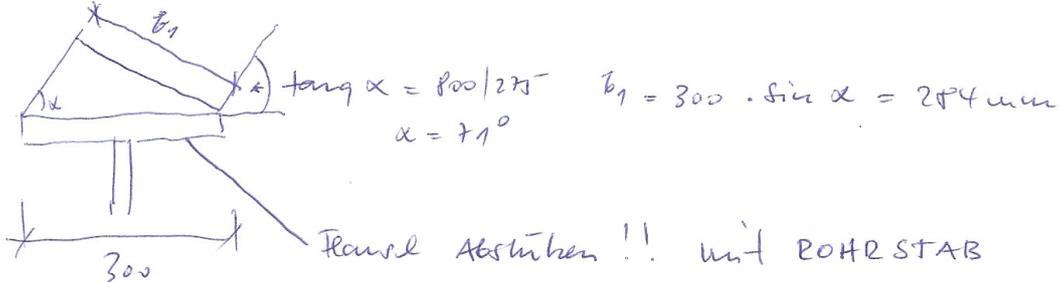
$$D_{3H} = z_2 = 1781 \text{ kN}$$

$$\text{Max } D = 3344 \text{ kN}; \quad \text{max } z = 1781 \text{ kN}$$

Fall b $P_1 = 3000 \text{ kN}, P_2 = 2000 \text{ kN} \rightarrow H_{1\alpha} = 3004 \text{ kN}, H_{2\alpha} = 2996 \text{ kN}$
nicht maßgebend!

Nachweis Druckstabe

$$l_1 = \sqrt{800^2 + 275^2} = 846 \text{ mm}$$



$$\tan \alpha = 800/275 \quad b_1 = 300 \cdot \sin \alpha = 284 \text{ mm}$$

$$\alpha = 71^\circ$$

Stabilität Nachweis

$$\sigma_{cr,p} = \kappa \cdot \sigma_E \quad \kappa = 4.0$$

$$\sigma_E = 0.9 \cdot E \cdot (\frac{t}{b})^2 = 0.9 \cdot 210000 \cdot (\frac{100}{284})^2$$

$$= 23433 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cr,p} = 4 \cdot 23433 = 93732 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{f_y / \sigma_{cr,p}}$$

$$f_y = 215 \text{ MPa} / 2$$

$$t = \leq 100 \text{ mm}$$

$$p = 0.9 / \bar{\lambda}_p = 18.8 > 1.0$$

$$\Rightarrow b_{eff} = b = 284 \text{ mm}$$

$$\alpha = 0.49 \quad (\text{Knickspanne wie c})$$

$$\sigma_{cr,k} = 4464 \text{ MPa} / 3953 \quad \sigma_{cr,k} = \frac{\pi^2 E I}{L k^2 A} \quad I = \frac{100^3 \cdot 284}{12} = 23666667 \text{ mm}^4$$

$$L_k = l_1 = 622 \text{ mm} / 664 \text{ mm}$$

$$A = 100 \cdot 284 = 28400 \text{ mm}^2$$

$$\bar{\lambda}_k = \sqrt{f_y / \sigma_{cr,k}} = \sqrt{215 / 4464} = 0.22 / 0.23$$

$$\phi_k = 1/2 \cdot [1 + \alpha (\bar{\lambda}_k - 0.2) + \bar{\lambda}_k^{-2}] = 0.55 / 0.53$$

$$\bar{\alpha}_k = 1 / \left[\alpha_k + \sqrt{\alpha_k^2 - \lambda_k^{-2}} \right] \leq 1.0$$

$$= 0.99 \quad \checkmark$$

$$N_{k, Rd} = \alpha_k \cdot f_y \cdot A / \gamma_{m2} \quad \gamma_{m2} = 1.05$$

$$= 0.99 \cdot 215 \cdot 28400 / 1.05$$

$$= \underline{5757 \text{ kN}}$$

$$N_e = \max D \cdot \rho_F' = 3344 \cdot 1.35 = 4514.4 \text{ kN} < 5757 \text{ kN} = N_{k, Rd} \quad \checkmark$$

$$3318 \cdot 1.35 = 4479 \text{ kN}$$

- Zug \rightarrow minimum aus

$$A = 62 \cdot 105 \text{ mm} = 20000 \text{ mm}^2$$

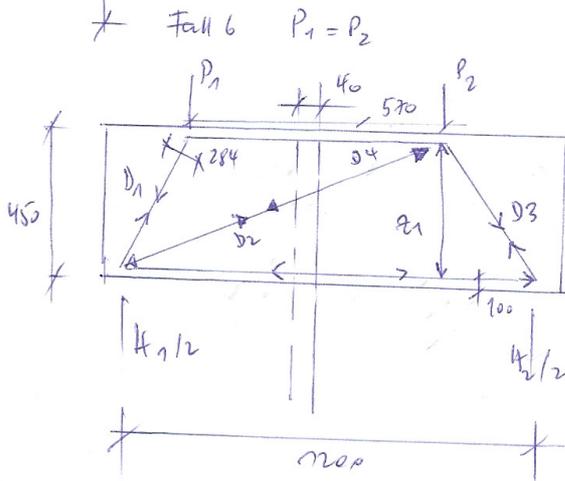
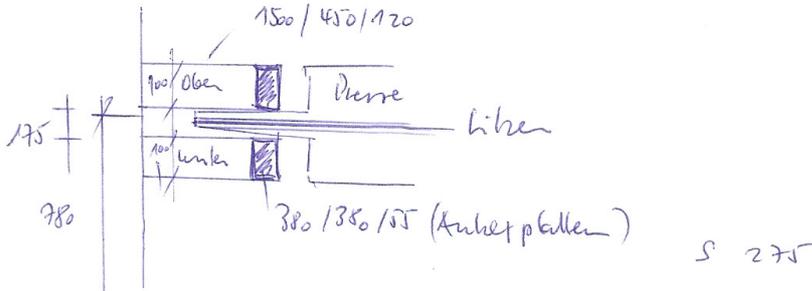
$$N_{ed} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_y A / \gamma_{m2} = 215 \cdot 20000 / 1.05 = 4095 \text{ kN} \\ 0.9 \cdot f_u A_{net} / \gamma_{m2} = 0.9 \cdot 340 \cdot 20000 / 1.25 = 4896 \text{ kN} \end{array} \right.$$

min für SIA 365 TB 1

$$N_{ed} = 4095 \text{ kN}$$

$$N_d = 1781 \cdot 1.35$$

$$= 2404 \text{ kN} < 4095 \text{ kN} \quad \checkmark$$



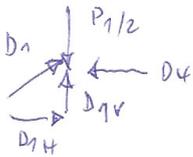
→ 2 Platten

Annahme:

Druckhebenbreite = $b_D = 284 \text{ mm}$

Zughebenbreite = $b_Z = 200 \text{ mm}$

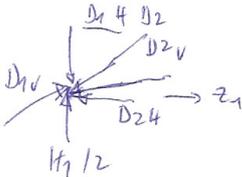
Hebelarm $D_1 z_1 : z_2 = 280 \text{ mm}$



$D_{1V} = P_1/2 = 1500 \text{ kN}$

$D_1 = 2486 \text{ kN}$

$D_{1V}/D_1H = 208/275 \rightarrow D_{1H} = 1983 \text{ kN} = D_4$



$D_{2V} = H_1/2 - D_{1V} = 3200 \text{ kN} - 1500 \text{ kN} = 1700 \text{ kN}$

$D_{2H}/D_{2V} = 570/208 \rightarrow D_{2H} = 274 \text{ kN}$

$z_1 = D_{2H} + D_{1H} = 274 + 1983 = 2257 \text{ kN}$

$D_{3H} = z_1 = 2257 \text{ kN}$

$D_{3V} = H_2/2 = 2800/2 = 1400 \text{ kN}$

$\text{max } D = 2486 \text{ kN} \quad \text{max } z = 2257 \text{ kN}$

Kräfte kleiner als in Klippung !!

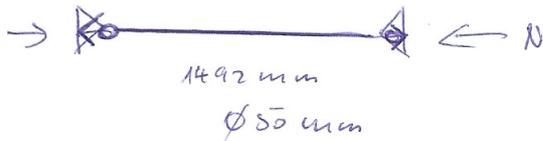
kürzere Knüdelänge: $\sqrt{208^2 + 275^2} = 345 \text{ mm} < 622 \text{ mm}$

10 ✓

Fall 6 $P_1 = 3000 \text{ kN}$ $P_2 = 2000 \text{ kN}$

nicht massgebend!

- Knicklastverstärkung



$$\alpha = 0,49 \quad (\text{Knickspannungslinie } C)$$

$$J = \frac{\pi}{4} \cdot r^4 = \frac{\pi}{4} \cdot 25^4 = 3067796 \text{ mm}^4$$

$$A = \frac{\pi}{4} \cdot d^2 = \frac{\pi}{4} \cdot 50^2 = 1963 \text{ mm}^2$$

$$L_k = 1492 \text{ mm} = l$$

$$\sigma_{cr,k} = \frac{\pi^2 E J}{(L_k^2 \cdot A)} = 1455 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_k = \sqrt{f_y / \sigma_{cr,k}} = 0,19$$

$$\phi_k = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_k - 0,2) + \bar{\lambda}_k^2 \right]$$

$$= 0,52$$

$$\chi_k = \frac{1}{\phi_k + \sqrt{\phi_k^2 - \bar{\lambda}_k^2}} \leq 1,0$$

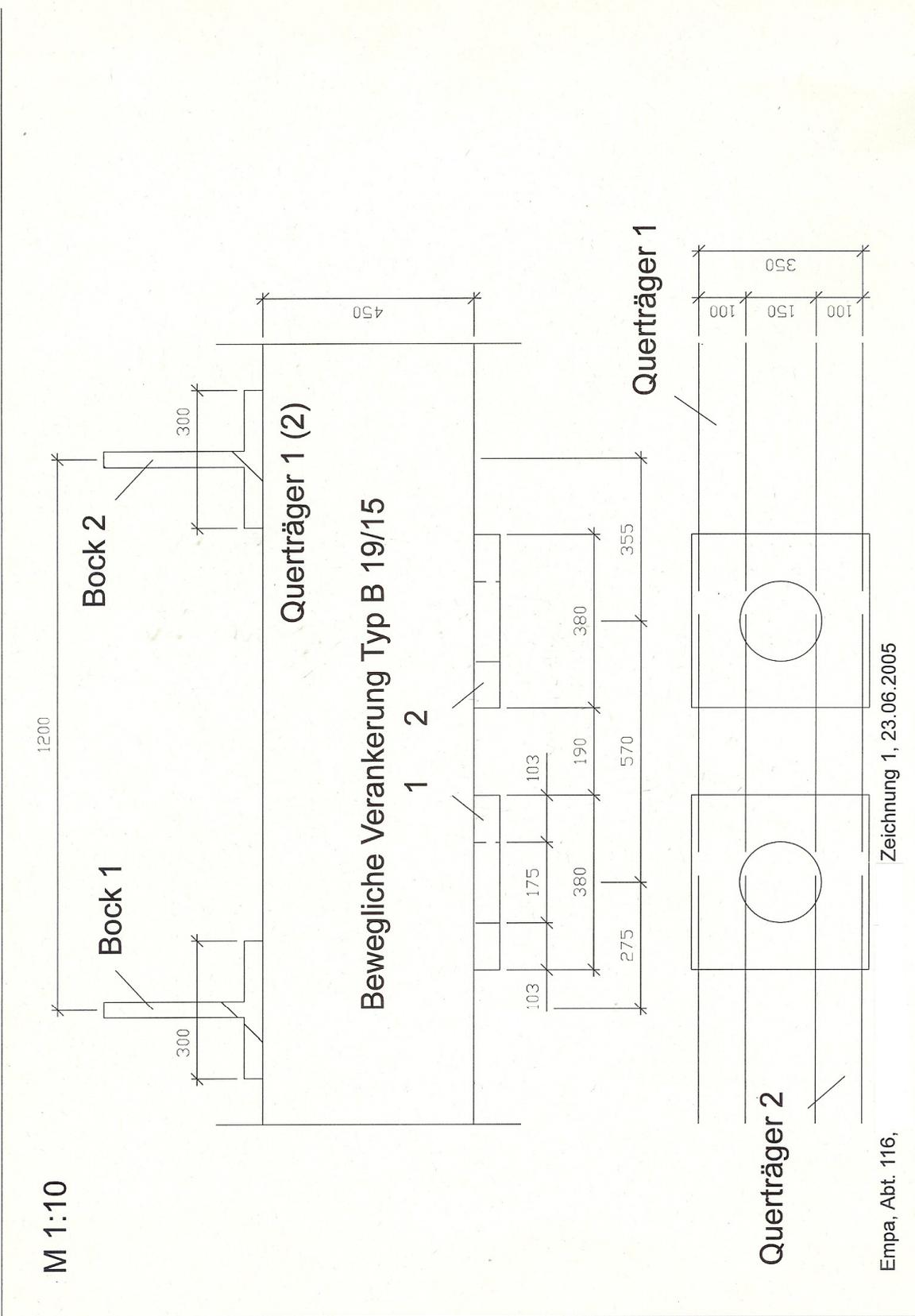
$$= 1,0$$

$$N_{k,rd} = 1,0 \cdot 235 \cdot 1963 / f_{m,1} \quad f_{m,1} = 1,05$$

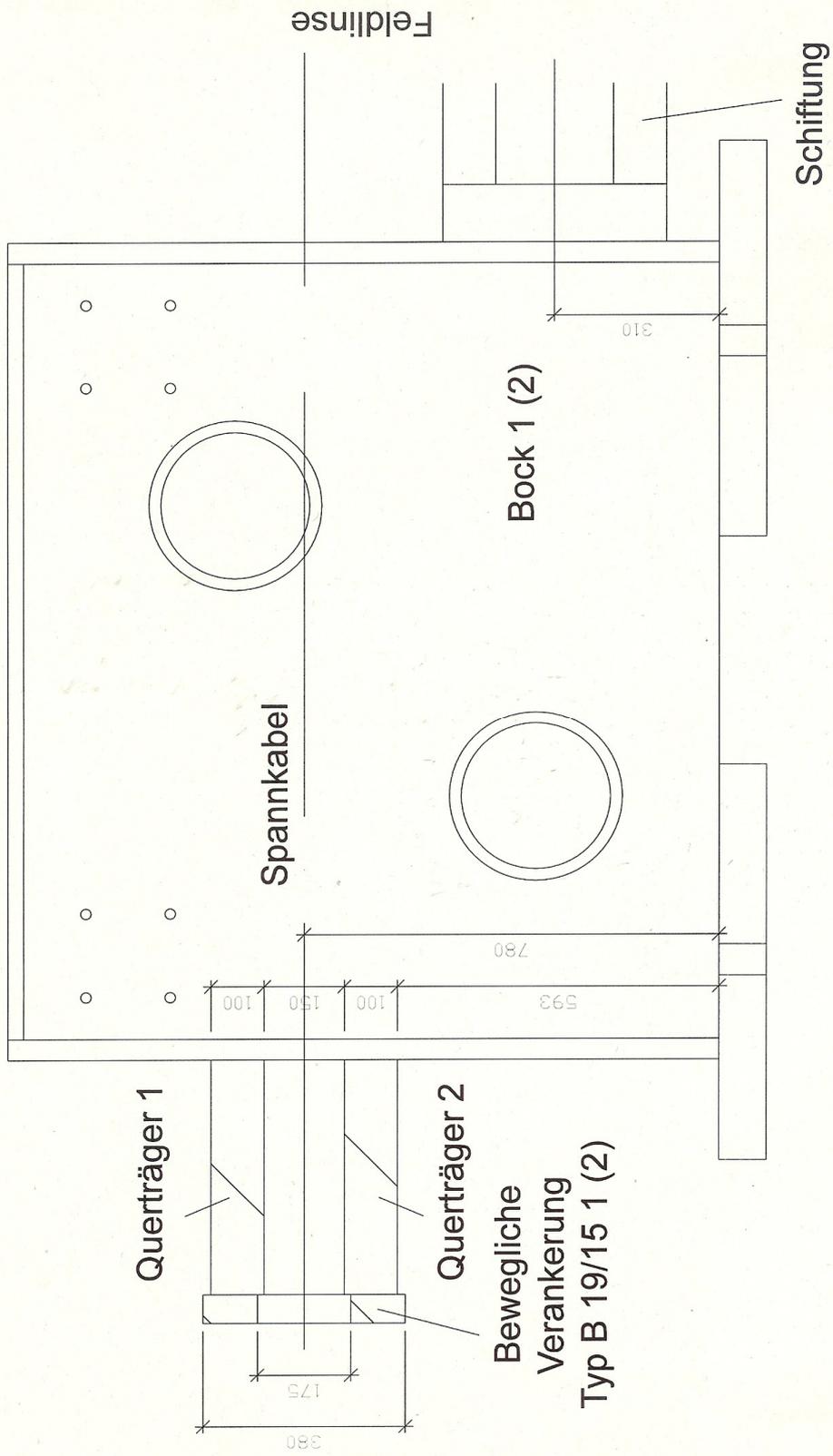
$$N_{k,rd} = 402 \text{ kN} \rightarrow \max N_k = N_{k,rd} / \gamma_F$$

$$= 402 / 1,35 = 298 \text{ kN}$$

Handwritten signature



M 1:10



Empa, Abt. 116, Zeichnung 2, 23.06.2005

